Titre: Title:	Évaluation numérique et expérimentale du drainage et de la consolidation de résidus miniers à proximité d'une inclusion de roches stériles
Auteur: Author:	Gabrielle Boudrias
Date:	2018
Type:	Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis
Référence: Citation:	Boudrias, G. (2018). Évaluation numérique et expérimentale du drainage et de la consolidation de résidus miniers à proximité d'une inclusion de roches stériles [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/3098/

URL de PolyPublie: PolyPublie URL:	https://publications.polymtl.ca/3098/
Directeurs de recherche: Advisors:	Michel Aubertin, Michael James, & Thomas Pabst
Programme: Program:	Génie minéral

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉVALUATION NUMÉRIQUE ET EXPÉRIMENTALE DU DRAINAGE ET DE LA CONSOLIDATION DE RÉSIDUS MINIERS À PROXIMITÉ D'UNE INCLUSION DE ROCHES STÉRILES

GABRIELLE BOUDRIAS

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES

(GÉNIE MINÉRAL)

AVRIL 2018

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ÉVALUATION NUMÉRIQUE ET EXPÉRIMENTALE DU DRAINAGE ET DE LA CONSOLIDATION DE RÉSIDUS MINIERS À PROXIMITÉ D'UNE INCLUSION DE ROCHES STÉRILES

présenté par : BOUDRIAS Gabrielle

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. SIMON Richard, Ph. D., président

M. AUBERTIN Michel, Ph. D., membre et directeur de recherche

M. JAMES Michael, Ph. D., membre et codirecteur de recherche

M. PABST Thomas, Ph. D., membre et codirecteur de recherche

M. MBONIMPA Mamert, Ph. D., membre

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier mon directeur de recherche, Michel Aubertin, pour l'opportunité offerte et pour le savoir et l'expérience transmis. Je remercie aussi mon codirecteur de recherche Michael James, pour son implication et son temps particulièrement au cours de la campagne de terrain et le traitement des données expérimentales. Je tiens également à remercier mon second codirecteur de recherche, Thomas Pabst, qui a su trouver le temps pour me guider, m'encourager, me conseiller et sans qui je n'aurais pas pu mener à terme ce projet.

Je remercie aussi tous ceux qui ont été impliqués de près ou de loin dans la campagne d'instrumentation de la Digue Ouest dans le parc à résidus de la mine Canadian Malartic et particulièrement les employés de Golder et Associés pour leur aide dans la planification et la réalisation de la campagne, les employés de la mine Canadian Malartic pour l'accès au site, le soutient matériel et leur assistance et aux employés de l'UQAT pour leur expertise et leur soutien technique. Pour en nommer que quelques-uns, je remercie particulièrement Nicolas Pepin (Golder), Marielle Limoges (Golder), Carl Pednault (Mine Canadian Malartic) Catherine Lajoie-Filion (Mine Canadian Malartic), Bruno Bussière (UQAT) et Pierre-Alain Jacques (UQAT) pour leur implication, leur expertise et leur disponibilité.

Je voudrais aussi remercier Karim Essayad, Vincent Martin, Richard Toussain, Noura El Harak Étienne Bélanger et tous les stagiaires de l'Institut de Recherche en Mines et Environnement (à Polytechnique Montréal) pour leur aide au laboratoire.

Je remercie également mes collègues de l'École Polytechnique pour leur soutient, leurs conseils et pour leur amitié.

Je remercie finalement l'Institut de Recherche en Mines et Environnement et ses partenaires pour le soutien financier.

RÉSUMÉ

Les résidus miniers sont typiquement déposés hydrauliquement, en surface, sous forme de pulpe dans des parcs entourés (au moins partiellement) de digues. Une méthode de co-disposition des roches stériles dans les parcs à résidus a été développée de manière à améliorer la gestion des rejets au cours du cycle de vie d'une mine (opération, fermeture, post-fermeture). Cette méthode, développée à Polytechnique Montréal, consiste principalement à utiliser des roches stériles, plus perméables et rigides, pour construire des inclusions linéaires continues dans le parc à résidus pour en accélérer le drainage et en améliorer la stabilité géotechnique.

Le présent mémoire s'inscrit dans un projet de recherche et développement coopératif (RDC) sur l'utilisation d'inclusions de roches stériles (IRS) pour améliorer la performance à court et à long terme des parcs à résidus miniers. Ce projet RDC vise à évaluer de façon concrète les effets de la construction d'inclusions de roches stériles dans un parc à résidus, de manière à caractériser et quantifier les améliorations que les IRS peuvent produire. Ultimement, ceci permettra de développer une méthode d'optimisation pour la conception des IRS (nombre, taille, espacement) dans un parc à résidus. Les travaux menés ici visaient spécifiquement à évaluer le comportement hydrogéotechnique de résidus miniers à proximité d'une IRS (principalement au niveau des pressions interstitielles et des tassements) à partir de simulations numériques et de données expérimentales de laboratoire et de terrain.

Les propriétés hydrogéotechniques des résidus de la mine Canadian Malartic (CM) ont été évaluées en laboratoire selon un programme d'essais comprenant notamment des essais de compression en colonne et de perméabilité en cellule triaxiale, ainsi que des essais de rétention d'eau en cellule Tempe et en cellule pression. Les caractéristiques ainsi obtenues ont été comparées et validées (en partie) à partir de valeurs tirées de la littérature et de valeurs estimées par des modèles prédictifs (pour la conductivité hydraulique k_{sat} et la courbe de rétention d'eau CRE).

Des mesures préliminaires des pressions d'eau interstitielles, de la teneur en eau volumique et de la succion ont aussi été enregistrées sur le terrain à proximité d'une inclusion drainante sur le site de la mine CM. Ces mesures font suite à une campagne menée en juillet et août 2016 afin d'installer des instruments (dix-huit piézomètres à corde vibrante, quatorze sondes de mesure de la teneur en eau volumique et neuf sondes de mesure de potentiel hydrique) dans le parc à résidus de la mine CM, à proximité de la « Digue Ouest » (qui constitue une IRS).

Les premières analyses numériques visaient notamment à simuler deux essais de compression en colonne sur des résidus saturés et non saturés avec le code SIGMA/W 2016, de la compagnie Geo-Slope Int., et les modèles de comportement élasto-plastique, EP (critères de Mohr-Coulomb) et Cam-Clay modifié, CCM. Ces simulations ont permis de valider l'applicabilité du logiciel afin de simuler le comportement de résidus miniers soumis à un chargement vertical progressif, en conditions saturées et (avec réserves) non saturées.

Le code numérique SIGMA/W a aussi été utilisé pour simuler le comportement *in situ* de résidus miniers déposés progressivement à proximité d'une IRS (avec le modèle EP). Les résultats de ces simulations indiquent que l'IRS peut avoir une influence marquée sur la vitesse de dissipation des surpressions interstitielles, permettant ainsi de réduire significativement les temps de dissipation à proximité de l'inclusion. Les résultats numériques ont aussi montré que l'ampleur de la zone d'influence de l'inclusion sur la vitesse de dissipation des surpressions varie avec l'épaisseur du dépôt de résidus H. Jusqu'à une distance horizontale l'inclusion égale à H, la dissipation est très rapide; à une distance de plus $2H$ de l'inclusion, la vitesse de dissipation est très proche de celle sans inclusion (moins de 5% de différence); il y a transition dans la zone intermédiaire entre H et $2H$.

Les simulations indiquent aussi que les déplacements verticaux simulés dans les résidus miniers sont plus faibles à proximité de l'IRS qui est beaucoup plus rigide que les résidus miniers (en raison du transfert de contraintes à l'interface). L'extension latérale de la zone d'influence de l'inclusion sur les déplacements est nettement plus petite que celle associée aux effets sur la vitesse de dissipation des surpressions.

Finalement, des analyses numériques complémentaires ont permis de démontrer que (pour les conditions simulées) :

- le choix du modèle de comportement (i.e. EP ou CCM) a une certaine influence sur les déplacements et sur les vitesses de dissipation des pressions interstitielles dans les résidus miniers;
- l'épaisseur de chaque rehaussement incrémental (de 1 à 3 m), pour un même taux de déposition annuel, ne semble pas avoir d'effet marqué sur l'état des contraintes, l'ampleur des déplacements, la vitesse de consolidation et la grandeur de la zone d'influence de l'inclusion. Les surpressions d'eau générées à chacun des rehaussements (égales au poids

des terres ajoutées) sont cependant plus faibles pour des rehaussements plus petits, mais elles se dissipent au même rythme;

- la prise en compte de conditions non saturées dans les résidus miniers, avec un niveau phréatique imposé au bas du parc, a une influence marquée sur l'état des contraintes et des pressions interstitielles et l'ampleur des déplacements verticaux générés;
- la présence d'une inclusion horizontale de roches stériles (tapis drainant) à la base du parc à résidus entraîne une consolidation plus rapide sur tout le parc.

L'ensemble des résultats issus de ce projet devrait s'avérer utile pour aider à mieux comprendre le comportement des résidus miniers à proximité des inclusions de roches stériles. Ceci fait partie du processus en cours visant à améliorer les techniques d'analyse et de conception de tels ouvrages.

ABSTRACT

Tailings are typically deposited hydraulically as a slurry in surface impoundment surrounded (at least partially) by dykes. A method for the co-disposition of waste rock within tailings impoundment has been developed at Polytechnique Montréal to improve the performance of impoundments during the mine cycle (operation, closure, post-closure) This method consists of using more permeable and stronger waste rock to create continuous inclusions within the impoundment to provide drainage and enhance stability.

This Master thesis is part of a collaborative research and development (CRD) project on the optimization and use of waste rock inclusions (WRI) in tailings impoundments to improve short and long-term performance. This CRD project aims to assess the effect of WRI in tailings impoundment, by characterizing and quantifying the improvements in the response of the tailings impoundment due to the presence of the WRI and develop a method to optimize the design of inclusions (number, size and spacing) in an impoundment. As a part of this CRD project, the work presented in this thesis evaluates the hydrogeotechnical behavior of tailings near a WRI (in terms of pore-water pressures and settlements) using numerical simulations combined with field and laboratory data.

The hydrogeotechnical properties of tailings from the Canadian Malartic (CM) mine were assessed using a laboratory testing program that includes compression tests in column, triaxial cell permeability tests, Tempe cell tests and pressure plate tests to evaluate the water retention curve (WRC). The results obtained are compared with values reported in the literature and values estimated using predictive models (for the saturated hydraulic conductivity and WRC).

In addition, preliminary in situ measurements of pore water pressure, volumetric water content and suction were recorded near a WRI at the CM tailings impoundment. A campaign was conducted in July and August 2016 to install a series of instruments (eighteen vibrating wire piezometers, fourteen soil moisture sensors and nine water potential sensors) in the tailings, near the “Digue Ouest” WRI.

Two compression tests in column on saturated and unsaturated tailings were then simulated numerically with SIGMA/W 2016, from Geo-Slope Int., using the elastoplastic (EP) and Modified Cam-Clay (MCC) models. These numerical calculations were conducted to validate the use of

SIGMA/W to simulate the behavior of tailings submitted to progressive vertical loading under saturated and (with reservations) unsaturated conditions.

The code SIGMA/W has also been use to simulate the behavior of tailings deposited progressively close to a WRI (with the EP model). These large scale simulation results indicate that the WRI has a marked influence on the rate of dissipation of excess pore-water pressure, thus significantly reducing consolidation time near the inclusion. The lateral extension of the zone of influence of the WRI on the dissipation of excess pore-water pressure varies with the thickness of the tailings H. Within a zone extending to a horizontal distance of H from the inclusion, the dissipation rate is very fast; at a distance of more than $2H$ from the inclusion, the dissipation rate is very close to the one without inclusion (less than 5% difference); there is transition in the intermediate zone between H and $2H$.

The simulations also indicate that vertical displacements in tailings are lower near the WRI, which is much more rigid than the tailings. The extent of the zone of influence of the WRI on the displacements is much smaller than the one associated with the dissipation of excess pore-water pressure.

Additional numerical analyses have also shown that (for the simulated conditions):

- the constitutive model (EP or MCC) may influence the displacements and dissipation of excess pore-water pressures in the tailings;
- the thickness of each tailings deposition increment (from 1 to 3 m), for the same annual deposition rate, does not seem to have a marked effect on the stress state, the magnitude of the displacements, the rate of consolidation or the size of the zone of influence. The excess pore-water pressure generated for each rise (equal to the weight of added layer) is however smaller for thinner layers, but these dissipate at the same rate;
- imposing unsaturated conditions (by fixing the position of the phreatic surface at the base of the impoundment) has a marked influence on the stress state, pore-water pressures and magnitude of the vertical displacements in the tailings;
- the presence of a horizontal layer of waste rocks at the base of the tailings pond results in faster consolidation throughout the impoundment.

The overall results from this project should be useful and provide a better understanding of the behavior of tailings close to a WRI. This work is part of the ongoing process aimed at improving the analysis and design of such type of structure.

TABLE DES MATIÈRES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

μ_w	Viscosité dynamique de l'eau [Pa.s]
A	Aire [m^2]
AEV	Pression d'entrée d'air (*Air Entry Value*) [kPa]
a_v	Coefficient de compressibilité [kPa^{-1}]
B	Module de compression [kPa]
C	Facteur de forme (modèle Kozeny-Carman) [-]
c'	Cohésion effective [kPa]
C_c	Indice de compression [-]
CCM	Modèle constitutif Cam-Clay Modifié
C_G	Facteur de forme (modèle de Kozeny-Carman modifié pour sols granulaires) [-]
c_h ou c_r	Coefficient de consolidation horizontal ou radial [m^2/s]
C_r	Indice de recompression [-]
CRE	Courbe de rétention d'eau
C_U	Coefficient d'uniformité [-]
c_v	Coefficient de consolidation [m^2/s]
c^w_v	Coefficient de consolidation de la phase d'eau [m^2/s]
d	Diamètre [m]
D_{10}	Diamètre des grains à 10% de passant [mm]
D_{60}	Diamètre des grains à 60% de passant [mm]
d_{eq}	Diamètre équivalent des grains [mm]
D_{min}	Diamètre minimal des grains mesuré [mm]
D_r	Densité relative des grains [-]
e	Indice des vides [-]

E	Module de Young [kPa]
e_0	Indice des vides intial [-]
e_{max}	Indice des vides maximal [-]
e_{min}	Indice des vides minimal [-]
EP	Modèle constitutif Elasto-Plastique
F	Contrainte associée à la friction [kPa]
g	Constante gravitationnelle [m^2/s]
G_s	Densité des grains [-]
h	Charge hydraulique [m]
H	Hauteur [m]
H_0	Hauteur initiale [m]
h_{co}	Remontée capillaire équivalente [m]
H_{dr}	Hauteur de drainage [m]
H_s	Hauteur de solides [m]
i	Gradient hydraulique [-]
I_D	Indice de densité [%]
IRME	Institut de recherche en mines en environnement
IRS	Inclusion de roches stériles
J	Contrainte déviatorique [kPa]
K_0	Coefficient de pression des terres [-]
KC	Modèle Kozeny-Carman pour l'estimation de la conductivité hydraulique
KCM	Modèle Kozeny-Carman modifié pour l'estimation de la conductivité hydraulique
k_e	Conductivité hydraulique relative effective d'un drain [m/s]
k_h	Conductivité hydraulique horizontale [m/s]

k_r	Conductivité hydraulique relative [m/s]
k_s	Conductivité hydraulique relative de la zone de transition d'un drain [m/s]
k_{sat}	Conductivité hydraulique saturée [m/s]
k_v	Conductivité hydraulique verticale [m/s]
k_w	Conductivité hydraulique relative de la zone remaniée d'un drain [m/s]
LVDT	Capteur de déplacement linéaire (*Linear Variable Differential Tansformer*)
M	Pente de la ligne d'état critique (modèle Cam-Clay modifié) [-]
M	Module de compression 1D ou module contraint [kPa]
m^a_1	Coefficient de compressibilité volumique de l'air (variation de contrainte) [kPa^{-1}]
m^a_2	Coefficient de compressibilité volumique de l'air (variation de succion) [kPa^{-1}]
M_d	Masse sèche [kg]
MK	Kovacs modifié (*Modified Kovacs*)
ML	Silts sableux de faible plasticité (classification de l'USCS)
m^s_1	Coefficient de compressibilité volumique lié (variation de contrainte) [kPa^{-1}]
m^s_2	Coefficient de compressibilité volumique (variation de succion) [kPa^{-1}]
m_v	Coefficient de changement de volume [kPa^{-1}]
m^w_1	Coefficient de compressibilité volumique de l'eau (variation de contrainte) [kPa^{-1}]
m^w_2	Coefficient de compressibilité volumique de l'eau (variation de succion) [kPa^{-1}]
n	Porosité
OCR	Rapport de surconsolidation [-]
P	Contrainte verticale appliquée [kPa]
$P_{\%}$	Densité de pulpe [%]
p'	Contrainte moyenne effective [kPa]
P_{kN}	Charge verticale appliquée [kN]

q	Vitesse apparente de Darcy [m/s]
r	Rayon [m]
r_e	Rayon effectif ou d'action du drain [m]
r_s	Rayon de la zone de transition d'un drain [m]
r_w	Rayon du drain [m]
s	Tassement [m]
SM	Sables fins (classification de l'USCS)
SP	Sables uniformes (classification de l'USCS)
S_r	Degré de saturation [-]
S_{r0}	Degré de saturation initial [-]
S_s	Surface spécifique des grains[m^2/kg]
T	Facteur temps [-]
t	Temps [s]
t_0	Temps initial [s]
$t_{50\%}$	Temps associé à un pourcentage de consolidation de 50% [s]
$t_{90\%}$	Temps associé à un pourcentage de consolidation de 90% [s]
T_h	Facteur temps horizontal [-]
T_v	Facteur temps vertical [-]
u	Pression interstitielle [kPa]
U	Rapport de consolidation [-]
u_0	Pression interstitielle initiale [kPa]
u_a	Pression d'air [kPa]
U_{moy}	Rapport de consolidation moyen [-]
UQAT	Universtié du Québec en Abitibi Témiscamingue

U_r	Rapport de consolidation horizontal [-]
USCS	*United Soil Classification System*
U_v	Rapport de consolidation vertical [-]
u_w	Pression d'eau [kPa]
U_z	Rapport de consolidation [-]
v	Vitesse [m/s]
v	Volume spécifique [-]
V_0	Volume initial total [m^3]
V_a	Volume d'air[m^3]
V_s	Volume de solide [m^3]
V_v	Volume des vides [m^3]
V_w	Volume d'eau [m^3]
VWC	Sonde de teneur en eau (*Volumetric Water Content*)
VWP	Piézomètre à corde vibrante (*Vibrating Wire Piezometer*)
W	Contrainte associée au poids des terres [kPa]
w	Teneur en eau massique [-]
w_0	Teneur en eau massique initiale [-]
WEV	Pression d'entrée d'eau (*Water Entry value*) [kPa ou cm d'eau équivalent]
w_L	Limite de liquidité [-]
w_{opt}	Teneur en eau massique optimum [-]
w_P	Limite de plasticité [-]
z	Profondeur [m]
Γ	Volume spécifique à l'état critique (modèle Cam-Clay modifié) [-]
γ	Poids volumique du sol humide [kN/m^3]

γ_d	Poids volumique du sol sec [kN/m^3]
γ_{sat}	Poids volumique du sol saturé [kN/m^3]
γ_w	Poids volumique de l'eau [kN/m^3]
δ	Angle de friction entre un matériau et une paroi [°]
Δt	Différence de temps [s]
Δu	Différence de pressions interstitielles [kPa]
$\Delta\sigma$	Variation de contrainte [kPa]
$\Delta\sigma'$	Variation de contrainte effective [kPa]
ε	Déformation [-]
ε_a	Déformation axiale [-]
$\varepsilon_{volumétrique}$	Déformation volumétrique [-]
θ	Angle de Lode [°]
θ	Teneur en eau volumique [-]
θ_r	Teneur en eau volumique résiduelle[-]
θ_s	Teneur en eau volumique à saturation [-]
κ	Pente de la ligne de surconsolidation isotrope (modèle Cam-Clay modifié) [-]
λ	Pente de la ligne de consolidation isotrope (modèle Cam-Clay modifié) [-]
ν	Coefficient de Poisson [-]
ρ	Masse volumique du sol humide [kg/m^3]
ρ_d	Masse volumique de sol sec [kg/m^3]
ρ_{dmax}	Masse volumique de sol sec maximale [kg/m^3]
ρ_{sat}	Masse volumique du sol saturé [kg/m^3]
ρ_w	Masse volumique de l'eau [kg/m^3]
σ'_h	Contrainte effective horizontale [kPa]

σ'_p	Contrainte de préconsolidation ou contrainte effective verticale antérieure [kPa]
σ'_v	Contrainte effective verticale [kPa]
σ'_{v0}	Contrainte effective verticale due au poids des terres [kPa]
σ_h	Contrainte totale horizontale [kPa]
σ_v	Contrainte totale verticale [kPa]
τ	Contraint de cisaillement [kPa]
ϕ	Angle de frottement interne [°]
ϕ'	Angle de frottement interne effectif [°]
ψ	Succion [kPa ou cm d'eau équivalent]
ψ_a	Succion d'entrée d'air [kPa ou cm d'eau équivalent]
ψ_r	Succion résiduelle [kPa ou cm d'eau équivalent]

LISTE DES ANNEXES

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1.1 Généralités et problématique

L'industrie minière produit des rejets sous forme solide, liquide et gazeuse. La gestion de ces rejets est un enjeu majeur pour cette industrie. Typiquement, deux principaux types de rejets solides sont générés par une mine en roches dures, soient les roches stériles issues des opérations minières de développement et les résidus qui ont été broyés finement au concentrateur pour extraire les minéraux ayant une valeur commerciale (Aubertin et al., 2002a). Usuellement, les résidus miniers sont entreposés sous forme de pulpe dans des parcs à résidus entourés de digues et les roches stériles sont empilées dans des haldes à stériles (Aubertin et al., 2002a).

La stabilité des digues entourant les parcs à résidus est particulièrement préoccupante. En effet, malgré une diminution du nombre de ruptures de digues en remblai conventionnel dans les dernières décennies, il ne semble pas y avoir d'amélioration notable au niveau des digues des parcs à résidus miniers depuis plus de 20 ans (Azam et Li, 2010; Aubertin et al., 2011).

Au début des années 2000, le concept d'inclusions de roches stériles dans les parcs à résidus miniers a été proposé afin d'améliorer la stabilité des parcs à résidus au cours du cycle de vie d'une mine (opération, fermeture, post-fermeture) (Aubertin et al., 2002b). Cette technique consiste principalement à placer des roches stériles, plus perméables et rigides, sous forme d'inclusions linéaires dans le parc à résidus miniers pour permettre une accélération du drainage et de la consolidation et en améliorer la stabilité (Aubertin et al., 2002b; James et Aubertin, 2009, 2010).

Plusieurs études ont ensuite porté sur le comportement des inclusions continues (linéaires) de roches stériles dans les parcs à résidus, d'abord, via les travaux de la Chaire Industrielle CRSNG Polytechnique-UQAT en Environnement et gestion des rejets miniers (active de 2001 à 2012), suivi des travaux menés par l'Institut de recherche en mines et environnement UQAT-Polytechnique (IRME) à partir de 2013. Des analyses dynamiques numériques 2D (James, 2009; Ferdosi et al., 2013, 2014), des essais sur table vibrante (Pépin, 2010; Pépin et al., 2012a; Pépin et al., 2012b) et des analyses expérimentales et numériques de la consolidation des résidus à proximité des IRS (Jaouhar, 2012; L. Bolduc, 2012; Jaouhar et al., 2013; L. Bolduc et Aubertin, 2014; Saleh-Mbemba, 2016) ont été réalisés.

1.1.2 Objectifs

Le projet présenté ici s'inscrit dans une lignée de projets (p.ex. James, 2009; Pépin, 2010; Jaouhar, 2012, L. Bolduc, 2012; Saleh-Mbemba, 2016) traitant du comportement et de l'efficacité des inclusions de roches stériles visant à drainer et stabiliser les résidus dans les parcs à résidus miniers.

L'objectif principal de cette étude est d'évaluer le comportement des résidus à proximité d'une inclusion drainante de roches stériles (p.ex. dissipation des pressions interstitielles, tassements) à partir de simulations numériques calibrées à l'aide de résultats d'essais de laboratoire et à partir de données de terrain obtenues pour les résidus de la mine Canadian Malartic en Abitibi. Cet objectif général peut être divisé en objectifs secondaires :

- Déterminer les propriétés hydrogéotechniques des résidus miniers de la mine Canadian Malartic par des mesures expérimentales de laboratoire;
- Évaluer de manière préliminaire l'évolution des pressions d'eau, des teneurs en eau volumiques et des succions dans des résidus miniers à proximité d'une inclusion drainante à partir de données de terrains;
- Évaluer la capacité du code numérique sélectionné à reproduire le comportement de résidus miniers pendant des essais de compression en colonne instrumentée (conditions saturées et non-saturées);
- Évaluer numériquement l'influence d'une inclusion drainante de roches stériles sur le drainage et la consolidation des résidus dans un parc en conditions saturées et non saturées.

1.1.3 Contenu du mémoire

Ce mémoire est composé de sept chapitres. Après ce chapitre d'introduction, le chapitre 2 présente une synthèse de la littérature et des connaissances requises pour la réalisation de cette étude. Les principaux thèmes revus dans ce deuxième chapitre sont : les propriétés et la gestion des résidus miniers et des roches stériles, l'écoulement de l'eau dans les sols saturés et non saturés, le processus de consolidation dans les sols fins (et les résidus miniers), les outils de modélisation numériques et la co-disposition des résidus miniers et des roches stériles. Le chapitre 3 présente les matériaux, les équipements et la méthodologie utilisés pour les essais de laboratoire, la prise de données sur le terrain et les simulations numériques. Le chapitre 4 résume les résultats expérimentaux obtenus en

laboratoire et les données de terrain préliminaires enregistrées dans le parc à résidus de la mine Canadian Malartic. La première section du chapitre 5 présente la reproduction numérique de résultats d'essais de compression effectués en colonne instrumentée sur des résidus miniers saturés et non saturés. La seconde partie du chapitre 5 présente la simulation de la consolidation de résidus miniers saturés à proximité d'une inclusion drainante. Le chapitre 6 présente des simulations numériques complémentaires portant sur la consolidation de résidus miniers saturés et non saturés à proximité d'une inclusion drainante, suivies d'une discussion des résultats. Le chapitre 7 est la conclusion de l'étude, incluant une synthèse de l'ensemble des résultats expérimentaux et numériques; on y présente aussi des recommandations pour les travaux futurs. Les annexes qui suivent présentent divers résultats complémentaires issus de ces travaux.

CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

2.1 Propriétés et gestion des rejets de mines en roches dures

Deux principaux types de rejets solides sont produits par les mines de roches dures, soient les roches stériles issues des opérations minières et les résidus miniers qui ont été broyés finement au concentrateur. Ces deux types de rejets ont des propriétés physiques différentes et sont traditionnellement entreposés de façon distincte, soient, respectivement, dans des haldes à stériles et dans des parcs à résidus miniers. Les principales caractéristiques de ces deux types de rejets sont d'écrites dans ce qui suit.

2.1.1 Roches stériles

Les roches stériles sont issues de l'extraction de la roche encaissante pour atteindre le minerai dans les mines. Selon le type d'opérations et la roche mère, leurs propriétés peuvent varier grandement. Généralement, les stériles ont une distribution granulométrique très étalée. Leur coefficient d'uniformité, C_U [-], (soit le diamètre des grains à 60% de passant [mm] sur le diamètre des grains à 10% de passant [mm], D_{60}/D_{10}) est généralement élevé ($C_U > 20$) (e.g. McKeown et al., 2000). La taille des particules s'étend des colloïdes (~1µm) aux blocs (>300mm). Étant donné la taille des grains usuellement assez grossière (en comparaison avec la taille des grains des résidus miniers), ce matériau montre généralement une conductivité hydraulique élevée (Aubertin et al., 2005, 2008).

Les roches stériles sont généralement accumulées dans des empilements appelés haldes à stériles. Ces ouvrages sont souvent de taille importante. Lors de la mise en place des stériles dans les haldes, il y a usuellement ségrégation des particules selon leur taille. L'ampleur du phénomène varie en fonction de la méthode de construction (Aubertin et al., 2002a). Aussi, les déplacements de la machinerie lourde au sommet la halde au fil de sa construction peuvent entraîner la création de structures horizontales plus denses (Aubertin et al., 2002a; Anterrieu et al., 2010). De plus, la granulométrie des matériaux peut changer dans le temps selon les caractéristiques des stériles produits à la mine. Pour ces raisons, les haldes sont souvent très hétérogènes ce qui peut rendre leur gestion (et caractérisation) complexe (Aubertin et al., 2005; Aubertin et al., 2008).

2.1.2 Résidus miniers

Les métaux ou minéraux sont usuellement extraits du minerai par dynamitage, concassage et broyage dans les mines de roches dures, puis séparés de la gangue par des procédés gravimétriques ou physico-chimiques. Après séparation, il reste une roche broyée sans valeur commerciale : les résidus miniers. Ces matériaux de texture fine sont typiquement accumulés dans des bassins de surface (parcs à résidus) où ils sont transportés hydrauliquement sous forme de pulpe. Les résidus miniers des mines de roches dures sont souvent difficiles à gérer au niveau géotechnique (Vick, 1990).

2.1.2.1 Propriétés géotechniques

De manière générale, les résidus des mines de roches dures sont composés de particules dont la taille et les caractéristiques varient du sable fin (SM, selon la classification de l'United Soil Classification System, USCS) à un silt peu plastique (ML, selon l'USCS) (figure 2.1), selon la minéralogie de la roche mère, les procédés d'extraction utilisés et la méthode de déposition qui peut entraîner une ségrégation (Vick, 1990). Une synthèse des principales propriétés hydro-géotechniques typiques de résidus de mines de roches dures est présentée dans le tableau 2.1. Les données proviennent de plusieurs études faites sur des mines canadiennes, colligées par Bussière (2007).

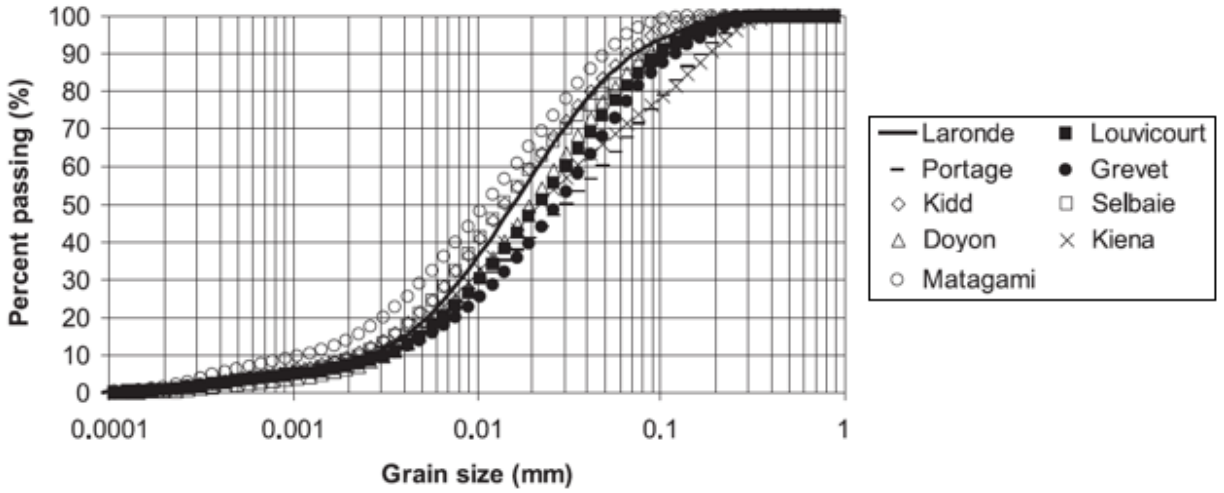


Figure 2.1: Granulométrie de 9 échantillons de résidus à la sortie du concentrateur de mines de roche dure canadiennes avant leur déposition dans les parcs à résidus (Tirée de Bussière, 2007).

Tableau 2.1: Résumé des propriétés physiques des rejets de concentrateurs (présentation adaptée de Pépin (2010), à partir de Bussière (2007)).

Propriétés de bases	Valeurs basées sur 9 mines canadiennes	Valeurs basées sur 13 mines québécoises
Diamètre des grains à 10% de passant, D_{10} [mm]	0,001 à 0,004	0,0009 à 0,006
Diamètre des grains à 60% de passant, D_{60} [mm]	0,01 à 0,05	0,01 à 0,08
Coefficient d'uniformité, C_U (D_{60}/D_{10}) [-]	8 à 18	10 à 30
Pourcentage de passant < 2 µm [%]	5 à 14	4 à 20
Pourcentage de passant < 80 µm [%]	70 à 97	60 à 100
Classification du sol selon l'USCS	ML	ML ou SM
Densité relative des grains (D_r) [-]	2,6 à 2,9 (veines de quartz); 2,9 à > 4,5 (résidus sulfureux)	
Teneur en eau optimale w_{opt} [%] (Essai Proctor)	10 à 20 [a]	
Poids volumique du sol sec γ_d maximal [kN/m^3]	14,6 à 20,1 [a]	
Densité de pulpe P [%]	25 à 45	
Limite de liquidité w_L [%]	< 40	
Limite de plasticité w_P [%]	0 à 15	

Propriétés de consolidation	Résidus fins (ML)	Résidus grossiers (SP)
Indice de compression C_c [-]	0,05 à 0,3	0,05 à 0,3
Indice de recompression C_r [-]	0,003 à 0,03	0,003 à 0,03
Coefficient de consolidation c_v [cm^2/s]	0,001 à 0,1	0,1 à 100
Conductivité hydraulique		
Conductivité hydraulique saturée, k_{sat} (Échantillons remaniés) [cm/s]	10^{-4} à 10^{-6}	10^{-2} à 10^{-4}
Conductivité hydraulique saturée, k_{sat} (Échantillons non remaniés) [cm/s]	10^{-4} à 10^{-7}	
Propriétés non saturées		
Ψ_a (pression d'entrée d'air) [cm d'eau]	100 à 700 [b]	50 à 125 [b]
Ψ_r (succion résiduelle) [cm d'eau]	5500 à 8000	<3000
Résistance au cisaillement		
Angle de friction interne, ϕ' [º]	30 à 42	30 à 42
Cohésion, c' [kPa]	0	0
Angle de friction interne, ϕ (CU) [º]	14 à 25	14 à 25
Cohésion, c (UU) [kPa]	≤ 100	≤ 100

[a] Valide pour des densités relatives des grains D_r entre 2,65 et 3,03, des valeurs supérieures de poids volumique du sol sec γ_d et inférieures de teneur en eau optimale w_{opt} ont été observées pour les résidus plus grossiers (SM et SP) en comparaison avec les résidus plus fins (ML),

[b] Avec des indices des vides variant de 0,67 à 0,93 pour les résidus fins (ML), et de 0,54 à 0,67 pour les résidus grossiers (SP).

L'angle de déposition des résidus est très petit, généralement de 1 % à 3 %, sauf dans le cas où le concentrateur produit une pulpe épaissie menant un angle de déposition plus élevé (Aubertin et al., 2002a).

Typiquement, l'indice des vides *in situ*, e [-], varie de 0,6 à 1,7 pour la fraction fine (< 0,075µm), et de 0,6 à 0,9 pour la fraction sableuse retrouvée surtout à proximité des points de déversement (Aubertin et al., 2011). Ces indices des vides sont souvent associés à un indice de densité, I_D [%], faible à très faible (< 50 %), qui indique que les résidus sont généralement dans un état lâche et très compressible (Aubertin et al., 2011).

Le poids volumique (ou unitaire) sec, γ_d [kN/m^3], varie typiquement de 11,5 à 18,0 kN/m^3 (Aubertin et al., 2011). Un poids volumique bas indique usuellement une résistance mécanique plus faible.

La densité relative des grains, D_r [-], les limites de plasticité et de liquidité, w_L et w_P [-] ainsi que les paramètres de consolidation types des résidus sont aussi présentés dans le tableau 2.1.

La conductivité hydraulique saturée, k_{sat} [cm/s], des résidus varie avec l'indice des vides et la granulométrie (Aubertin et al. 1996). La ségrégation des matériaux fins et des matériaux plus grossiers peut donc entraîner une variation de la conductivité hydraulique. Typiquement, la conductivité hydraulique saturée est proche de 10^{-3} cm/s (ou plus) pour la fraction grossière, et entre 10^{-4} et 10^{-6} cm/s (et moins) pour la fraction fine (Aubertin et al., 2011). La méthode de déposition peut entraîner une anisotropie des résidus dans le parc; le rapport de la conductivité hydraulique horizontale sur la conductivité hydraulique verticale, k_h/k_v, peut aller jusqu'à 10 ou 100 (Aubertin et al., 2011).

Des valeurs types pour la pression d'entrée d'air, ψ_a [kPa ou cm d'eau équivalent], la succion résiduelle, ψ_r, [kPa ou cm d'eau équivalent], les angles de friction interne en conditions drainées et non-drainées, ϕ' et ϕ [°], et les cohésions drainées et non-drainées, c'et c [kPa] sont aussi incluses dans le tableau 2.1.

Des valeurs plus spécifiques de ces diverses caractéristiques seront présentées plus loin dans le mémoire pour les résidus de la mine Canadian Malartic.

2.1.2.2 Gestion des résidus miniers

Les résidus miniers sont généralement entreposés dans des parcs à résidus formés de bassins de surface entourés (au moins partiellement) de digues de retenue. Les résidus sont acheminés hydrauliquement (par pipelines) dans les parcs sous forme de pulpe. Les pulpes peuvent être déposées à l'aide de lances à robinets, de lances à décharge ponctuelle ou d'hydrocyclones

(Aubertin et al., 2002a). La décharge par lance à robinet consiste en plusieurs conduites qui déposent, simultanément, la pulpe provenant du concentrateur. Avec cette méthode, une pente légère se crée et entraîne l'écoulement de l'eau vers le centre du parc (point bas). La décharge ponctuelle est très similaire à la dernière méthode à l'exception qu'il y a un seul point de déversement dans le bassin. Le tuyau est occasionnellement déplacé pour changer la position du point de déposition. Ces deux méthodes entraînent une ségrégation des particules. La fraction sableuse se dépose surtout à proximité des points de déversement alors que les particules fines s'en éloignent (emportées par l'eau). L'utilisation d'hydrocyclones permet de séparer les particules grossières (sables) des particules fines grâce à la force centrifuge. Les résidus plus fins (surverse) sont envoyés à l'intérieur du parc alors que les sables (sousverse) sont conservés près de la digue.

Une fois dans le parc, les résidus sédimentent et se consolident sous leur propre poids. La sédimentation est associée à la chute des particules en suspension. Lors de cette phase de sédimentation, la position de l'interface entre la solution et le surnageant varie presque linéairement (e.g. Pedroni, 2011). La consolidation représente le processus de tassement lorsque les particules sont en contact entre elles et se densifient suite à la dissipation des pressions interstitielles (en excès). Lors de cette phase de consolidation, les particules sont regroupées (en contact) dans une matrice au fond du bassin (Pedroni, 2011). Les processus de sédimentation et de consolidation peuvent entraîner des tassements considérables.

La gestion des résidus miniers demeure un défi important pour l'industrie minière. La problématique liée à la stabilité physique des digues entourant les parcs à résidus miniers est particulièrement préoccupante. Le taux de rupture des digues de parc a résidus sur 1 an est estimé à 1,2% contre 0,01% pour un ouvrage de rétention d'eau conventionnel (p.ex. barrage hydroélectrique) (ICOLD, 2001; Azam et Li, 2010). La rupture d'un parc à résidus peut entraîner des pertes de vies, causer des dommages à l'environnement et aux infrastructures, et générer des conséquences économiques majeures en plus d'affecter négativement l'image de l'industrie minière (Davies et al., 2000). Plusieurs facteurs peuvent expliquer pourquoi les digues de parcs à résidus sont plus vulnérables aux ruptures que d'autres ouvrages de rétention incluant le fait que les digues soient construites avec des résidus issus des opérations minières, l'absence relative de normes propres aux critères de design des parcs à résidus et au contrôle et suivi pendant la construction et les opérations des parcs à résidus et le coût souvent élevé de l'entretien des digues après la fermeture de la mine (Rico et al., 2008; Aubertin et al., 2013).

Diverses approches existent pour améliorer la stabilité des parcs à résidus miniers (e.g. Aubertin et al. 2011). En ce sens, une méthode de co-disposition des roches stériles dans les parcs à résidus a été proposée pour améliorer la stabilité des parcs à résidus au cours du cycle de vie d'une mine (opération, fermeture, post-fermeture) (Aubertin et al., 2002b; James et Aubertin, 2009, 2010). Cette méthode consiste en l'utilisation de roches stériles plus perméables et rigides pour former des inclusions linéaires continues (et aussi isolées, au besoin) dans le parc à résidus miniers pour permettre le drainage et en améliorer la stabilité. Cette méthode est présentée plus en détail à la section 2.5.

2.2 Écoulement de l'eau dans les sols et les résidus miniers

La déposition des résidus miniers dans des bassins de surface telle que décrite dans la dernière section entraîne généralement des écoulements de l'eau dans des conditions saturées ou non-saturées (Bussière, 2007). Cette section rappelle les principes qui gouvernent et décrivent les écoulements de l'eau ans des milieux saturés et non saturés, ainsi que les propriétés nécessaires à l'évaluation quantitative de ces écoulements.

2.2.1 Écoulement de l'eau en condition saturée

L'écoulement de l'eau en conditions saturées peut être décrit selon la loi de Darcy (1856) qui stipule que le débit spécifique ou vitesse apparente de Darcy, q [m/s], est fonction de la conductivité hydraulique du matériau, k [m/s], et du gradient hydraulique, $i = \partial h/\partial L$, où ∂h[m] est la différence de charge hydraulique et ∂L [m] la distance entre les deux points de mesures. Cette relation est représentée en 3D par l'équation suivante (e.g. Holtz et Kovacs, 1991, Fredlund & Rahardjo 1993, Fredlund et al. 2012).

$$\begin{bmatrix} q_x \\ q_y \\ q_z \end{bmatrix} = -\begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{yz} \\ k_{zx} & k_{zy} & k_{zz} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \partial h/\partial x \\ \partial h/\partial y \\ \partial h/\partial z \end{bmatrix} \tag{2.1}$$

où q_x, q_y et q_z sont les vitesses apparentes de Darcy selon les axes cartésiens (x, y, z), $\partial h/\partial x, \partial h/\partial y, \partial h/\partial z$ sont les gradients hydrauliques selon les axes cartésiens et les valeurs k_{ij} représentent les conductivités hydrauliques.

La charge hydraulique, h [m], est définie (scalairement) comme la somme de la charge de position (z), de la charge de pression ($u_w/\rho_w g$) et de la charge de vitesse ($v^2/2g$) (équation de Bernoulli, e.g. Holtz et Kovacs, 1991) :

$$h = z + \frac{u}{\rho_w g} + \frac{v^2}{2g} \tag{2.2}$$

où z [m] est l'élévation relative, u [kPa] est la pression d'eau interstitielle, ρ_w [kg/m^3] est la masse volumique de l'eau, v [m/s] est la vitesse et g [m/s^2] est l'accélération gravitationnelle.

La charge de vitesse (3e terme à droite) est généralement négligeable, et elle est généralement omise dans l'application de l'équation 2.2. (Holtz et Kovacs, 1991).

La conductivité hydraulique saturée, k_{sat}, d'un sol peut être mesurée en laboratoire (p.ex. essai de perméabilité dans une cellule à parois rigides (ASTM D2434), ou à parois flexibles (ASTM D5084)) ou sur le terrain (p.ex. essai en bout de tubage (BNQ 2501-130 et 2501-135), ou essai de pompage (Chapuis, 2007). Elle peut aussi être estimée par diverses techniques, comme les équations de Kozeny-Carman (KC) et Kozeny-Carman modifié (KCM) basées la granulométrie et l'indice des vides.

L'équation de Kozeny-Carman (équation 2.3) considère un matériau poreux comme un assemblage de tubes et permet d'estimer la conductivité hydraulique en fonction de son indice des vides, e [-], de la surface spécifique des grains S_s [m^2/kg] (équation 2.4 et un facteur de forme C [-] (Chapuis et Aubertin, 2003) :

$$k_{sat} = C\frac{g}{\mu_w \rho_w}\frac{e^3}{S_S^2 D_R^2 (1+e)} \tag{2.3}$$

où g [m/s^2] est la constante gravitationnelle, ρ_w [kg/m^3] est la masse volumique de l'eau, μ_w [Pa.s] est la viscosité dynamique de l'eau et D_r [-] est la densité relative des grains. La surface spécifique peut être estimée selon l'équation suivante (Chapuis et Légaré, 1992);

$$S_s = \frac{6}{\rho_s}\Sigma\left(\frac{P_{No\,D} - P_{No\,d}}{d}\right) \tag{2.4}$$

Dans cette équation ($P_{No\,D} - P_{No\,d}$) est le pourcentage du poids pour les particules plus petites que la taille D [mm] ($P_{No\,D}$) [m/s^2] et plus grandes que la taille d [mm] ($P_{No\,d}$). Pour les particules plus

petites que la taille de grain mesurée pour la granulométrie, on utilise un diamètre équivalent, d_{eq} [mm], donné par l'équation suivante (Chapuis et Aubertin, 2003).

$$d_{eq}^2 = \frac{1}{D_{min}} \int_0^{D_{min}} y^2 dy = \frac{D_{min}^2}{3} \tag{2.5}$$

où D_{min} [mm] est la plus petite taille de grain mesurée.

L'équation de Kozeny-Carman permet d'estimer la conductivité hydraulique saturée de matériaux ayant une conductivité hydraulique saturée entre 10 et 10^{-9} cm/s. Cette prédiction se situe généralement dans un intervalle variant de 1/3 à 3 fois la conductivité hydraulique mesurée (Chapuis et Aubertin, 2003).

La méthode de Kozeny-Carman modifiée (KCM) est dérivée de l'équation de Kozeny-Carman (KC) et permet d'estimée la conductivité hydraulique, k_{sat} [cm/s], d'un sol granulaire à partir de ses propriétés granulométriques (le diamètre associé à 10% de passant D_{10} [cm] et le coefficient d'uniformité C_U [-]) d'un sol et son indice des vides, e [-] (Mbonimpa et al., 2002) :

$$k_{sat,granulaire} = C_G \frac{\gamma_w e^{3+x}}{\mu_w 1+e} \mathrm{C_U}^{1/3} D_{10}^2 \tag{2.6}$$

où C_G [-] est une constante adimensionnelle usuellement fixée à 0,1 (Mbonimpa et al., 2002), x [-] est le paramètre de tortuosité ($x \approx 2$ pour un sol granulaire), γ_w [kN/m^3] est le poids volumique de l'eau et μ_w [Pa.s] est la viscosité dynamique de l'eau.

Cette équation s'applique à des matériaux granulaires ayant une conductivité hydraulique saturée entre 4×10^{-8} et $3\times10^{+2}$ cm/s ($0{,}35 \leq e \leq 1{,}27$; $1 \leq C_U \leq 227$; 4×10^{-6} cm $\leq D_{10} \leq 1{,}5$ cm; $w_L \leq 20$) (Mbonimpa et al., 2002). Le modèle KCM présente aussi une solution s'appliquant aux matériaux cohésifs et plastiques (argileux) qui n'est pas présentée ici.

2.2.2 Écoulement de l'eau dans en condition non saturée

La loi de Darcy décrit typiquement les écoulements en conditions saturées, mais elle peut aussi être étendue aux milieux non-saturés selon l'équation de Richards (1931) (e.g. Fredlund et Rahardjo 1993, Fredlund et al. 2012). Dans ce cas, la conductivité hydraulique est fonction de la succion, ψ [kPa ou m d'eau équivalent] : $k = k(\psi)$, qui représente la différence entre les pressions d'eau et

d'air ($\psi = u_a - u_w$) lorsque la pression d'eau est plus petite que la pression d'air ($u_w < u_a$) donc au-dessus de la surface phréatique (où $u_w = u_a = 0$) (Fredlund et Rahardjo, 1993).

L'équation de Richards peut être formulée comme suit :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x}\left(k_x(\psi)\frac{\partial \psi}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(k_y(\psi)\frac{\partial \psi}{\partial y}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(k_z(\psi)\frac{\partial \psi}{\partial z}\right) \tag{2.7}$$

où θ [-] est la teneur en eau volumique, t est le temps [s], x, y et z [m] sont les positions selon les axes cartésiens, ψ [m d'eau] est la succion et k_x, k_y et k_z sont les conductivités hydrauliques suivant les directions cartésiennes.

Cette équation peut être solutionnée analytiquement (pour les problèmes simples) ou numériquement, souvent à l'aide de la méthode des éléments finis (utilisée par les logiciels de Geostudio (2016) décrits plus loin).

La variation de la conductivité hydraulique en milieux non-saturés (fonction de perméabilité) est décrite plus en détail à la section 2.2.4.

2.2.3 Courbe de rétention d'eau

La relation entre la teneur en eau volumique θ [-] (ou le degré de saturation S_r) et la succion ψ [kPa ou mètres d'eau équivalent] dans un matériau poreux est caractérisée par la courbe de rétention d'eau (CRE) dont l'allure typique est illustrée schématiquement à la figure 2.2. La CRE dépend de plusieurs facteurs comme la forme, la taille et la distribution des pores, la minéralogie et l'activité de surface des particules et la composition chimique de l'eau interstitielle (Aubertin et al., 2003).

La CRE d'un sol n'est pas toujours unique, puisque la courbe obtenue en mouillage peut être différente de celle obtenue en drainage (phénomène d'hystérésis). La figure 2.2 ne présente que la courbe en drainage (utilisée dans ce projet, pour des raisons de simplifications). Les principaux paramètres de cette courbe sont la pression d'entrée d'air (air entry value, AEV, en anglais), ψ_a [kPa ou cm d'eau lorsqu'exprimée en terme de charge], la pression d'entrée d'eau (water entry value, WEV, en anglais), $\underline{\psi}_w$ ou ψ_r [kPa ou cm d'eau], la teneur en eau à saturation, θ_s [-], usuellement égale à la porosité n [-] et la teneur en eau résiduelle, θ_r [-].

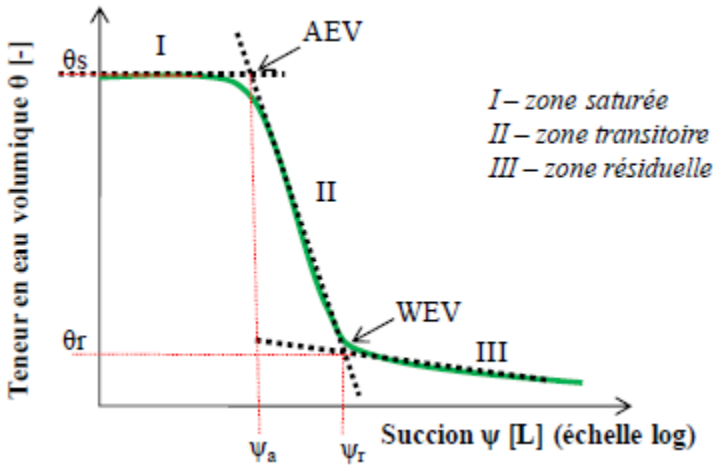


Figure 2.2: Schématisation d'une courbe de rétention d'eau avec les points caractéristiques AEV ($\equiv\psi_a$, pression d'entrée d'air) et WEV ($\equiv\psi_r$, pression d'entrée d'eau); ici, la succion est exprimée en terme de charge de pression [L] sur une échelle semi-logarithmique (tiré de Peregodova, 2012; adapté de Fredlund et Xing, 1994).

2.2.3.1 Modèles descriptifs de CRE

Des valeurs expérimentales (ponctuelles) de la CRE peuvent être mesurées en laboratoire par différentes techniques, incluant par exemple des mesures tensiométriques ou psychométriques de la succion ou la méthode du papier-filtre (Delage et Cui, 2000). Avec ces données combinées à la mesure de la teneur en eau volumique, la CRE peut être exprimée selon des modèles mathématiques descriptifs (p.ex. Gardner, 1958; Brooks et Corey, 1964; Van Genuchten, 1980; Fredlund et Xing, 1994).

Les modèles de van Genuchten (1980) et de Fredlund et Xing (1994) sont présentés ici.

L'équation suivante présente le modèle descriptif de van Genuchten (1980) :

$$\theta = \theta_r + (\theta_s - \theta_r)\left[\frac{1}{1 + (\alpha_v \psi)^{n_v}}\right]^{m_v} \tag{2.8}$$

où θ [-] est la teneur en eau volumique, θ_s [-] est la teneur en eau volumique saturée, θ_r [-] est la teneur en eau volumique résiduelle, α_v [kPa^{-1}], m_v [-] et n_v [-] sont les constantes d'ajustement du modèle; usuellement, $\alpha_v \cong (\psi_a)^{-1}$.

Les équations suivantes présentent le modèle descriptif de Fredlund et Xing (1994) :

$$\theta = C(\psi)\frac{\theta_s}{\left\{ln\left[e + (\psi/a_f)^{n_f}\right]\right\}^{m_f}} \tag{2.9}$$

$$C(\psi) = 1 - \frac{ln[1 + (\psi/\psi_r)]}{ln[1 + (10^6/\psi_r)]} \tag{2.10}$$

où $C(\psi)$ = fonction contraignant la CRE à atteindre le point sec θ=0 à ψ = 10^6 kPa [-] ;

e = nombre népérien (2,71828) [-] ;

a_f = valeur approximative de ψ_a [kPa] ;

n_f = paramètre de lissage contrôlant la pente au point d'inflexion de la CRE [-];

m_f = paramètre de lissage lié à la teneur en eau résiduelle [-].

Les modèles de van Genuchten (1980) et de Fredlund et Xing (1994) sont présents dans les logiciels de la suite GeoStudio de Geo-Slope Int. (version 2016). Le modèle descriptif de Fredlund et Xing (1994) a été utilisé dans cette étude pour décrire la CRE des résidus de la mine Canadian Malartic.

2.2.3.2 Modèle prédictif de CRE

Les modèles descriptifs de la CRE nécessitent des résultats d'essais de laboratoire ou *in situ*. Il est aussi possible d'estimer la CRE grâce à des modèles prédictifs utilisant des caractéristiques de bases des matériaux comme ceux de Saxton et al. (1986), Zapata et al. (2000), Aubertin et al. (2003) (appelé Kovacs Modifié (*Modified Kovacs*, MK, en anglais)), Perera et al. (2005), Ghanberian et al. (2010), Sleep (2011) ou Benson et al. (2014) (une synthèse de ces modèles est présentée dans Ellithy (2017)).

Le modèle prédictif MK proposé par Aubertin et al. (1998, 2003), utilisé dans ce projet, se base sur des propriétés de base du matériau granulaire soient : le coefficient d'uniformité C_U [-], l'indice des vides e [-] et le diamètre des grains correspondant à 10% de passant D_{10} [mm]. Le degré de saturation S_r (ψ) [-] est obtenu selon l'équation suivante :

$$S_r = \frac{\theta}{n} = 1 - \langle 1 - S_a \rangle (1 - S_c) \tag{2.11}$$

où $\langle\ \rangle$ sont les parenthèses de Macauley ($\langle y \rangle = 0{,}5(y + |y|)$), S_c [-] est degré de saturation capillaire (équation 2.12) et S_a [-] est le degré de saturation d'adhésion (équation 2.13).

$$S_c = 1 - [(h_{co}/\psi)^2 + 1]^m exp[-m(h_{co}/\psi)^2] \tag{2.12}$$

$$S_a = a_c C_\psi \frac{(h_{co}/\psi_n)^{2/3}}{e^{1/3}(\psi/\psi_n)^{1/6}} \tag{2.13}$$

où $m = 1/C_U$ [-] est un paramètre de distribution, $C(\psi)$ [-] est emprunté au modèle de Fredlund et Xing (1994) (équation 2.10), a_c = 0,01 [-] est le coefficient d'adhésion, ψ_n = 1 [cm] (lorsque la charge de succion est donnée en cm) est un paramètre de normalisation des unités; h_{co} [cm] est la remontée capillaire équivalente donnée par l'équation suivante :

$$h_{co} = \frac{b}{eD_{10}} \tag{2.14}$$

avec,

$$b = \frac{0{,}75}{1{,}17\log(C_U) + 1} \tag{2.15}$$

2.2.4 Fonction de perméabilité

La conductivité hydraulique varie en fonction de la succion selon la fonction de perméabilité, $k(\psi)$. Typiquement, la conductivité hydraulique non-saturée peut s'exprimer comme suit (Fredlund et al., 1994) :

$$k(\psi) = k_r k_{sat} \tag{2.16}$$

où k_{sat} [cm/s] est la conductivité hydraulique saturée et k_r [cm/s] est la conductivité hydraulique relative. Cette dernière variable peut être mesurée expérimentalement (difficilement) ou estimée à partir de la courbe de rétention d'eau par des modèles statistiques ou empiriques (e.g. Childs et Collis-Georges (1950), Burdine (1953), Mualem (1976), Fredlund et al. (1994)).

Dans cette étude, le modèle statistique de Fredlund et al. (1994) (intégré dans les logiciels de la suite Geo-Slope Int. (version 2016)) est utilisée. Il s'exprime à partir de l'équation suivante (voir aussi Mbonimpa et al. 2006) :

$$k_r = \int_{ln(\psi)}^{ln(10^6)} \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi)}{e^y}\theta'(e^y)dy \Bigg/ \int_{ln(\psi_a)}^{ln(10^6)} \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y}\theta'(e^y)dy \tag{2.17}$$

où ψ [kPa] est la succion, ψ_a (ou AEV) [kPa] est la pression d'entrée d'air, e [-] est le nombre népérien (2,71828), y [-] est une variable factice d'intégration représentant le logarithme de la succion, θ [-] est la teneur en eau volumique donnée par l'équation 2.9, θ_s [-] est la teneur en eau volumique à saturation et θ' est la première dérivée de l'équation 2.9.

2.3 Processus de consolidation dans les sols fins (et les résidus miniers)

2.3.1 Consolidation unidimensionnelle

La théorie de la consolidation de Terzaghi décrit la dissipation des surpressions interstitielles et le changement de volume d'un sol fin saturé dans le temps suite à l'application d'une sollicitation (contrainte) externe (Magnan, 2000).

Le processus peut être décrit en deux étapes pour un chargement vertical (sans déformation latérale) (Magnan, 1983):

- Une différence de contrainte $\Delta\sigma$ est appliquée sur le sol. Étant donné sa faible conductivité hydraulique, l'eau prend un certain temps avant de sortir. Le squelette du sol, saturé de liquide incompressible, ne se déforme pas instantanément (pas de tassement de compression instantanée). La variation des contraintes totales $\Delta\sigma$ est alors reprise intégralement, à très court terme, par l'eau sous forme de pression interstitielle en excès.
- Avec le temps, l'eau soumise à la surpression sort progressivement (par drainage) du sol, qui se déforme verticalement jusqu'à l'atteinte d'un nouvel état d'équilibre (avec pressions hydrostatiques). La variation de volume du sol est égale au volume d'eau drainé.

Le degré de consolidation, U [%], peut être défini en termes d'indice des vides, e [-], de contraintes effectives, σ' [kPa], ou de pressions interstitielles u [kPa]. L'équation 2.18 exprime la définition usuelle du degré de consolidation en fonction des pressions interstitielles (Holtz et Kovacs, 1991):

$$\mathrm{U}\ (\%) = \left(1 - \frac{\Delta u(z,t)}{\Delta u_0}\right) * 100\% \tag{2.18}$$

où Δu_0 [kPa] est la pression interstitielle en excès initiale induite par la variation de contrainte, $\Delta\sigma$ [kPa], au temps t_0 [s] et à la profondeur z [m] ; Δu [kPa] est la pression interstitielle en excès au temps t [s] et à la profondeur z [m].

La relation entre l'indice des vides, e [-], et la contrainte effective σ' [kPa] pendant une phase de compression (avec augmentation de σ'), de rebondissement (relâchement de σ') et de recompression (σ' inférieur aux contraintes maximales précédemment appliquées) peut être définie à l'aide du coefficient de compressibilité, a_v [kPa^{-1}] (l'équation 2.19), l'indice de compression (état vierge), C_c [-] (équation 2.20), et l'indice de recompression, C_r [-] (équation 2.21) (figure 2.3) (Mitchell et Soga, 2005). Ces paramètres peuvent être mesurés en laboratoire à partir d'un essai œdométrique, et déterminés à partir des équations suivantes :

$$a_v = -\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \tag{2.19}$$

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log(\Delta \sigma')} \qquad \text{sur la pente de compression vierge} \tag{2.20}$$

$$C_r = \frac{\Delta e_r}{\log(\Delta \sigma')} \qquad \text{sur la pente de recompression} \tag{2.21}$$

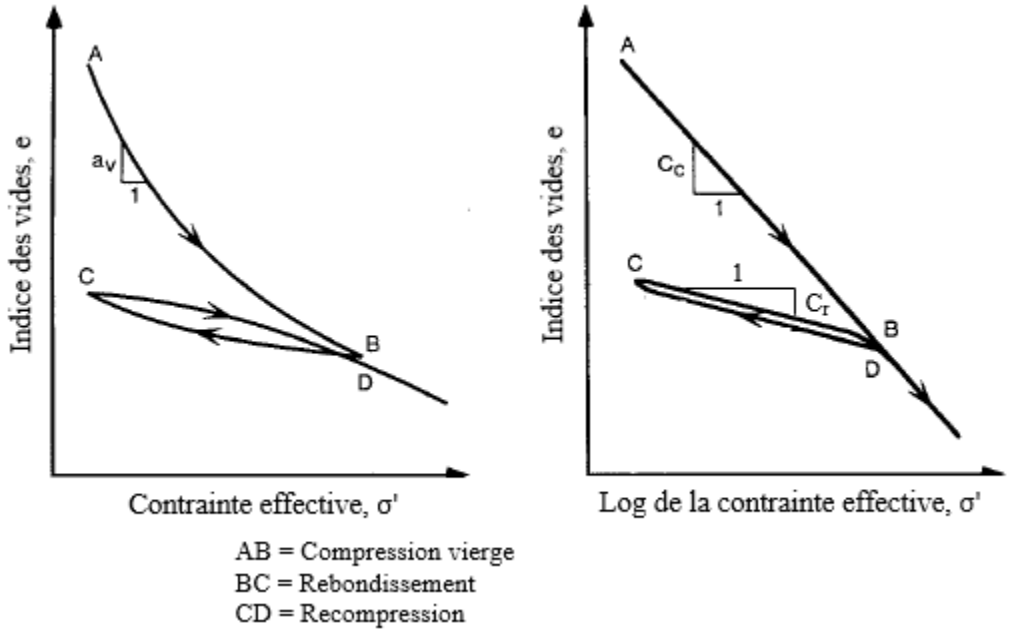


Figure 2.3: Idéalisation de la relation entre l'indice des vides, e et la contrainte verticale effective, σ', pour un sol compressible avec le coefficient de compressibilité, a_v (à gauche, échelle arithmétique) l'indice de compression vierge, C_c, et l'indice de recompression, C_r (à droite, échelle semi-logarithmique) (adapté de Mitchell et Soga, 2005).

L'indice de compression C_c peut aussi être estimé à partir de relations empiriques avec l'indice des vides initial des sols (e.g. Nishida, 1956; Bowles, 1984; Koppula, 1986; Al-Khafaji et Andersland, 1992). Une relation linéaire entre l'indice des vides initial, e_0, ou la teneur en eau initiale, w_0, et l'indice de compression C_c a aussi été établie pour les résidus de Canadian Malartic (Saleh-Mbemba, 2016) :

$$C_c = 0{,}10(e_0 - 0{,}40) \tag{2.22}$$

$$C_c = 0{,}0028(w_0 - 14) \tag{2.23}$$

Ces deux relations ont été obtenues à partir des résultats expérimentaux d'essais de compression en colonne (55 cm de diamètre et 87.5 cm de hauteur) et sur un modèle physique (figures 2.17 et 2.18).

Les essais œdométriques permettent aussi d'évaluer le module de compressibilité, B [kPa], selon la contrainte moyenne appliquée, p' [kPa], et à la déformation volumétrique associée, $\varepsilon_{volumetrique}$ [-] (équation 2.24) (Duncan et Bursey, 2013). Le module de compressibilité est lié au module de Young, E [kPa], et au coefficient de poisson, v [-], via la théorie de l'élasticité (équation 2.25).

$$B = \frac{\Delta p'}{\Delta \varepsilon_{volumetrique}} \tag{2.24}$$

$$B = \frac{\mathrm{E}}{3(1 - 2v)} \tag{2.25}$$

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \tag{2.26}$$

où σ'_1, σ'_2 et σ'_3 sont les contraintes effectives principales.

Pour le cas particulier où l'essai de consolidation (ou de compression) est réalisé en 1D (déformations selon l'axe vertical seulement), le module de Young peut être estimé selon le module de compression 1D ou le module contraint, M [kPa], (équation 2.28) (Duncan et Bursey, 2013). Le module contraint est défini par l'équation suivante :

$$M = \frac{\Delta\sigma'_v}{\Delta\varepsilon_v} = \frac{1}{m_v} \tag{2.27}$$

$$M = \frac{\mathrm{E}(1-v)}{(1+v)(1-2v)} \tag{2.28}$$

où $\Delta\sigma'_v$ [kPa] est la différence de contraintes verticales, ε_v [-] la déformation verticale associée, et m_v [kPa^{-1}] est le coefficient de changement de volume. Ces deux méthodes sont équivalentes et donnent des valeurs de E égales.

Solution de Terzaghi (1925, 1943)

La théorie de la consolidation primaire unidimensionnelle a été publiée pour la première fois par Terzaghi en 1925. L'équation de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi peut s'écrire sous la forme suivante (e.g. Holtz et Kovacs 1991; Magnan 2000) pour le développement complet et les hypothèses) :

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \tag{2.29}$$

Dans cette équation u [kPa] est la pression interstitielle, t [s] est le temps, z [m] est la position selon l'axe de déformation et c_v [m^2/s] le coefficient de consolidation vertical qui dépend des propriétés du sol selon l'équation suivante :

$$c_v = \frac{(1+e_0)k_{sat}}{\gamma_w a_v} = \frac{k_{sat}}{m_v \gamma_w} \tag{2.30}$$

où e_0 [-] est l'indice des vides initial, γ_w [kN/m^3] le poids volumique de l'eau, k_{sat} [m/s] la conductivité hydraulique saturée, m_v [kPa^{-1}] le coefficient de changement de volume, et a_v le coefficient de compressibilité [kPa^{-1}].

Les solutions à l'équation 2.29 sont typiquement données en termes d'un facteur temps T_v [-] et d'un facteur de position relative Z [-] (e.g. Holtz et Kovacs 1991; Mitchell et Soga 2005) :

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} \tag{2.31}$$

$$Z = z/H \tag{2.32}$$

où c_v [m^2/s] est le coefficient de consolidation vertical, t [s] est le temps, H [m] est la distance maximale de drainage et z [m] est la position selon l'axe de déformation.

Différentes solutions explicites pour u = f (Z, Tv) pour différentes conditions frontières sont données dans des ouvrages de géotechnique standards (p.ex. Holtz et Kovacs, 1991; Magnan, 2000; Mitchell et Soga, 2005).

L'équation 2.29 est basée sur la simplification que le coefficient de consolidation, c_v, et incidemment la conductivité hydraulique saturée, k_{sat}, et le coefficient de compressibilité, a_v demeurent constants pendant la période de consolidation, ce qui n'est pas le cas dans la réalité (Holtz et Kovacs 1991; Mitchell et Soga 2005). Il est possible de modifier la solution de Terzaghi pour tenir compte de cette variation.

Le coefficient de consolidation, c_v [m^2/s], peut être obtenu expérimentalement à l'aide d'un essai œdométrique avec un chargement par paliers. Il peut être déterminé de plusieurs manières; les méthodes de Casagrande (1938) et de Taylor (1948) sont souvent utilisées à partir des relations graphiques entre le déplacement et le temps (e.g. Holtz et Kovacs, 1991):

- Méthode de Casagrande (1938)

$$c_v = \frac{0{,}197H^2}{t_{50}} \tag{2.33}$$

- Méthode de Taylor (1948)

$$c_v = \frac{0{,}848H^2}{t_{90}} \tag{2.34}$$

Dans ces équations, H [m] est la plus grande distance de drainage du sol, t_{50} [s] et t_{90} [s] sont les temps qui correspondent, respectivement, à un degré de consolidation verticale U_v [%] de 50 % et 90 %. Ces deux approches seront utilisées dans la suite du mémoire (voir aussi L. Bolduc, 2012; Essayad, 2015)

2.3.2 Consolidation radiale

L'analyse de la solution de l'équation unidimensionnelle de consolidation verticale de Terzaghi (équation 2.29), indique que la vitesse de consolidation varie, entre autres, en fonction de la distance de drainage H [m]. Dans le cas de couches compressibles très épaisses, le temps de drainage peut être très long. Il est alors assez commun d'installer des drains verticaux pour réduire la distance de drainage et le temps de consolidation suite à l'application d'une surcharge (Magnan, 1983).

La figure 2.4 montre une cellule cylindrique type représentant un drain vertical en milieu saturé. Le rayon du drain est noté r_w [m], le rayon d'action du drain r_e [m] et le rayon de la zone remaniée ou de transition r_s [m]. Les conductivités de ces trois zones sont respectivement notées k_w [m/s], k_e [m/s] et k_s [m/s]. La zone remaniée est une zone où le sol fin a été remanié lors de l'installation des drains verticaux. Pour des inclusions de roches stériles jouant le rôle de drains verticaux dans un parc à résidus, il n'y a pas de zone remaniée, mais il peut y avoir une zone de transition résultant de la migration des particules fines sur quelques mètres dans l'inclusion (Jaouhar, 2012; L. Bolduc, 2012).

L'équation de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi (équation 2.29) peut être représentée en coordonnées polaires (r, θ) pour des problèmes axisymétriques (équation 2.35)(Magnan, 1983).

$$c_r \left[\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right] = \frac{\partial u}{\partial t} \tag{2.35}$$

Dans cette équation, c_r [m^2/s] est le coefficient de consolidation radiale qui s'exprime selon les propriétés du sol :

$$c_r = \frac{(1 + e_0) k_r}{\gamma_w a_v} \tag{2.36}$$

où r [m] est la distance radiale à partir du centre du drain, k_r [m/s] est la conductivité hydraulique radiale.

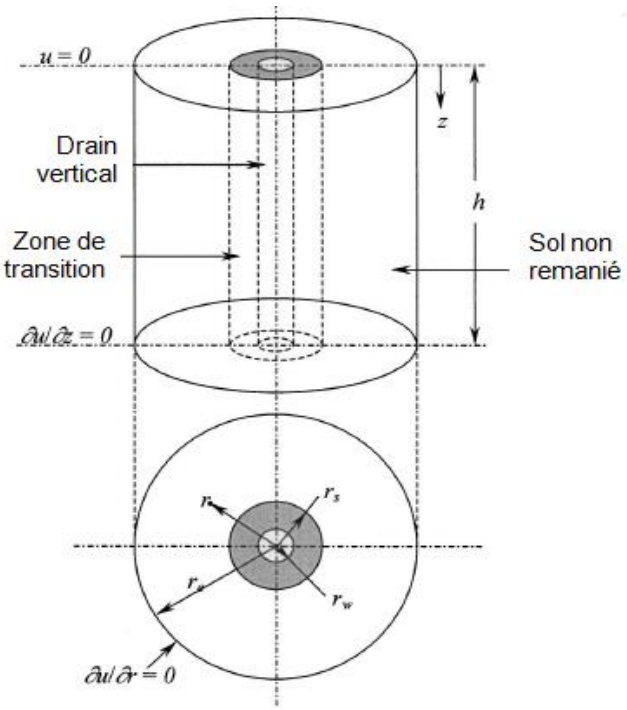


Figure 2.4: Cellule cylindrique type représentant un drain vertical entouré d'une zone de transition et du sol fin non remanié (adapté de Leo, 2004).

Barron (1948), Hansbo (1981) et Leo (2004) présentent des solutions analytiques à l'équation 2.35 pour la consolidation d'un sol fin soumis à un chargement de surface autour d'un drain de sable vertical cylindrique (voir aussi les synthèses de L. Bolduc, 2012 et de Jaouhar, 2012).

Barron (1948) et Hansbo (1981) proposent des solutions dans lesquelles une zone perturbée près du drain est prise en compte. Ces solutions ne tiennent compte que du drainage radial. Le degré de consolidation total U [%] peut être obtenu en couplant le degré de consolidation vertical U_v [%] et le degré de consolidation radiale U_r [%] selon l'équation de Carillo (1942) :

$$(1 - U) = (1 - U_v)(1 - U_r) \tag{2.37}$$

Leo (2004) propose une résolution couplée au problème de consolidation radiale autour d'un drain de sable. Il s'agit d'une formulation en déformation égale tenant compte d'une zone de transition et de l'efficacité du drain. La consolidation verticale n'est considérée que dans la zone non remaniée (conjointe l'écoulement radial); dans la zone remaniée, seuls les écoulements radiaux sont pris en

compte. Leo (2004) propose une solution avec un chargement uniforme ou un chargement incrémental dans le temps.

Les degrés de consolidation calculés selon les solutions proposées par Barron (1948), Hansbo (1981), et Leo (2004) avec et sans zone de transition ont été comparés entre eux par Jaouhar (2012). Les degrés de consolidation obtenus avec les trois solutions, sans zone de transition étaient identiques. Les degrés de consolidation obtenus avec une zone de transition étaient identiques pour les solutions proposées par Barron (1948) et Leo (2004) et légèrement inférieurs pour la solution proposée par Hansbo (1981). Cette différence s'explique par les simplifications adoptées pour la solution de Hansbo (Leo, 2004).

Les degrés de consolidation, U, calculés selon la solution de Leo (2004) ont été comparés avec les résultats de simulations numériques réalisées avec le code d'élément fini SIGMA/W (présenté à la section 2.4), avec et sans zone de transition, par Jaouhar (2012). Cette étude montre une bonne corrélation entre les valeurs de U analytiques et numériques avec et sans zone de transition (avec une valeur de U numérique légèrement supérieur au U analytique, surtout à partir du U = 80%; Jaouhar, 2012). Les outils numériques ainsi validés par Jaouhar (2012) seront utilisés dans la suite de ce projet.

2.3.3 Consolidation d'un dépôt dont l'épaisseur augmente dans le temps

Gibson (1958) a proposé une solution analytique pour la consolidation d'une couche de sol fin dont l'épaisseur augmente avec le temps. Cette solution est applicable pour une déposition uniforme d'une couche relativement mince par rapport à la largeur (dimension latérale) du lieu de déposition (consolidation 1D). Cette solution tient compte de la condition frontière verticale qui se déplace.

L'équation de consolidation unidimensionnelle tenant compte de la variation de l'épaisseur du dépôt avec le temps (basée sur l'équation de Terzaghi) peut s'écrire comme suit (Gibson, 1958) :

$$c_v \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = \frac{\partial u_e}{\partial t} - \gamma' \frac{dh}{dt} \tag{2.38}$$

où c_v [m^2/s] est le coefficient de consolidation (constant), u_e [kPa] est la pression d'eau en excès, t [s] est le temps, z [m] est l'élévation à laquelle la surpression est mesurée, γ' [kN/m^3] est le poids volumique déjaugé et $h(t)$ [m] l'épaisseur du dépôt au temps t.

Gibson (1958) a aussi proposé des solutions graphiques permettant d'estimer le degré de consolidation U (=1-$u_e/\gamma' h$ pour) [-] en fonction de la hauteur relative (z/*h*) et du facteur temps T_v (=m^2t/c_v) [-] pour un sol saturé (surpression d'eau à la surface $u_{e\ z=h}$=0 kPa) mis en place avec un taux de déposition constant, *m* [m/s], (hauteur h = *m*t) sur une fondation imperméable (figure 2.5a) et sur une fondation perméable (figure 2.5b).

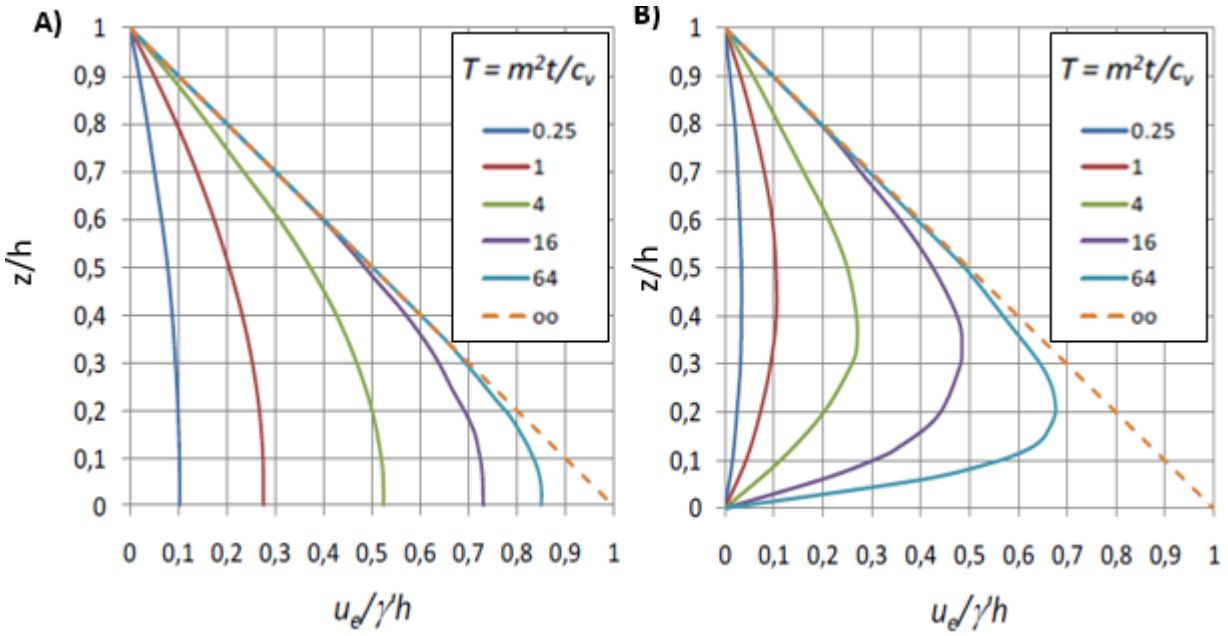


Figure 2.5: Relation théorique (Gibson, 1958) entre la hauteur relative (z/h) et le degré de consolidation (1-$u_e/\gamma' h$) pour différents facteurs temps T pour un remplissage en continu avec un taux constant *m* d'un bassin ayant une fondation a) imperméable et b) perméable (adapté de Pedroni, 2012).

Cette solution graphique a été comparée aux résultats de simulations numériques réalisées avec le code d'élément fini SIGMA/W (présenté à la section 2.4) sur la sédimentation et la consolidation de boues de traitements des eaux acides (Pedroni 2011) et sur la consolidation de résidus miniers (L. Bolduc, 2012). Selon ces deux études, le code SIGMA/W permet d'obtenir des résultats similaires à la solution de Gibson (1958).

La solution de Gibson (1958) appliquée à des résidus miniers de la mine Canadian Malartic (échantillonnés en 2010) déposés pendant 15 ans avec un taux de déposition continue de 3m/an (pour une hauteur finale de 45 m de résidus) indique qu'il n'y aurait pas de génération de

surpression pendant la déposition continue (la pression demeure hydrostatique) (L. Bolduc, 2012). Cela peut être expliqué par la vitesse de déposition relativement lente et le drainage assez rapide des résidus. Cet aspect sera revu dans la suite du mémoire.

2.3.4 Consolidation des sols non saturés

La théorie classique de consolidation 1D de Terzaghi (1943) pour les sols saturés (équation 2.29) indique que le changement de volume du sol en fonction de la contrainte appliquée est directement lié à la variation du volume d'eau. Dans un sol non saturé, le changement de volume du sol dépend de la variation du volume d'air et du volume d'eau (volume de vides); le changement total de volume du sol est alors égal à la somme du changement de volume en eau et du changement de volume en air (dans le volume considéré).

Les équations suivantes présentent les équations constitutives pour la variation de volume dans un élément de sol par rapport à son volume initial, $\frac{dV_v}{V_0}$ [-] (équation 2.39), pour la variation de volume d'air dans un élément de sol par rapport à son volume initial, $\frac{dV_a}{V_0}$ [-] (équation 2.40) et pour la variation de volume d'eau dans un élément de sol par rapport à son volume initial, $\frac{dV_w}{V_0}$ [-] (équation 2.41) dans un sol non saturé (Fredlund et Rahardjo, 1993) :

$$\frac{dV_v}{V_0} = m_1^s d(\sigma - u_a) + m_2^s d(u_a - u_w) \tag{2.39}$$

$$\frac{dV_a}{V_0} = m_1^a d(\sigma - u_a) + m_2^a d(u_a - u_w) \tag{2.40}$$

$$\frac{dV_w}{V_0} = m_1^w d(\sigma - u_a) + m_2^w d(u_a - u_w) \tag{2.41}$$

où : V_0 = volume initial total de l'élément de sol [m^3];

V_v = volume des vides de l'élément de sol [m^3];

V_a = volume d'air de l'élément de sol [m^3];

V_w = volume d'eau de l'élément de sol [m^3];

m^s_1 = coefficient de compressibilité volumique du sol lié à la variation de la contrainte normale nette $d(\sigma\text{-}u_a)$ [kPa^{-1}];

m^a_1 = coefficient de compressibilité volumique de l'air lié à la variation de la contrainte normale nette $d(\sigma\text{-}u_a)$ [kPa^{-1}];

m^w_1 = coefficient de compressibilité volumique de l'eau interstitielle lié à la variation de la contrainte normale nette $d(\sigma\text{-}u_a)$ [kPa^{-1}];

m^s_2 = coefficient de compressibilité volumique du sol lié à la variation de la succion matricielle $d(u_a\text{-}u_w)$ [kPa^{-1}];

m^a_2 = coefficient de compressibilité volumique de l'air lié à la variation de la succion matricielle $d(u_a\text{-}u_w)$ [kPa^{-1}];

m^w_2 = coefficient de compressibilité volumique de l'eau lié à la variation de la succion matricielle $d(u_a\text{-}u_w)$ [kPa^{-1}].

L'évaluation des coefficients de compressibilités volumiques peut être réalisée à partir des relations suivantes (Fredlund et Rahardjo, 1993) :

Pour le sol :

$$m_1^s = \frac{\partial(V_v/V_0)}{\partial(\sigma - u_a)} \tag{2.42}$$

$$m_2^s = \frac{\partial(V_v/V_0)}{\partial(u_a - u_w)} \tag{2.43}$$

Pour l'eau :

$$m_1^w = \frac{\partial(V_w/V_0)}{\partial(\sigma - u_a)} \tag{2.44}$$

$$m_2^w = \frac{\partial(V_w/V_0)}{\partial(u_a - u_w)} \tag{2.45}$$

Pour l'air :

$$m_1^a = m_1^s - m_1^w \tag{2.46}$$

$$m_2^a = m_2^s - m_2^w \tag{2.47}$$

Dans un sol non saturé, la dissipation des pressions d'eau en excès n'est pas instantanée (comme en situation saturée). Les hypothèses utilisées pour obtenir les équations de consolidation en conditions non-saturées sont assez semblables à celles posées par Terzaghi (1925) avec quelques additions (Fredlund et Rahardjo, 1993):

- La phase gazeuse est présumée continue. Le coefficient de perméabilité pour la phase d'air approche la diffusivité de l'air à travers l'eau lorsque la phase gazeuse est occluse et u_a est égal à la pression atmosphérique lorsque les vides d'air sont grands;
- les coefficients de changement de volume ($m^w{}_1$, $m^w{}_2$, $m^a{}_1$ et $m^a{}_2$) demeurent constants tout au long du processus de consolidation;
- les coefficients de perméabilité (air et eau) sont fonction de l'état des contraintes et des relations masse/volume du sol;
- les effets de la diffusion de l'air à travers l'eau, la dissolution de l'air dans l'eau et le mouvement de la valeur d'eau sont ignorés;
- les particules de sols et d'eau sont incompressibles;
- les déformations créées par le processus de consolidation sont petites.

En faisant un bilan des flux d'eau à l'intérieur d'un élément de sol et en le combinant avec l'équation de Darcy et l'équation de conservation de volume, on obtient une équation aux dérivées partielles pour représenter la dissipation des pressions d'eau en excès (Fredlund et Rahardjo, 1993):

$$m_2^w \frac{\partial u_w}{\partial t} = -(m_1^w - m_2^w)\frac{\partial u_a}{\partial t} + \frac{k_w}{\rho_w g}\frac{\partial^2 u_w}{\partial y^2} + \frac{1}{\rho_w g}\frac{\partial k_w}{\partial y}\frac{\partial u_w}{\partial y} + \frac{\partial k_w}{\partial y} \tag{2.48}$$

Cette équation peut aussi être écrite sous la forme suivante (Fredlund et Rahardjo, 1993):

$$\frac{\partial u_w}{\partial t} = -C_w \frac{\partial u_a}{\partial t} + c_v^w \frac{\partial^2 u_w}{\partial y^2} + \frac{c_v^w}{k_w}\frac{\partial k_w}{\partial y}\frac{\partial u_w}{\partial y} + c_g \frac{\partial k_w}{\partial y} \tag{2.49}$$

où : C_w = constante associée à l'eau dans l'équation différentielle ($\frac{m_1^w - m_2^w}{m_2^w}$) [-];

$c^w{}_v$ = coefficient de consolidation de la phase d'eau ($\frac{k_w}{\rho_w g m_2^w}$) [m^2/s];

c_g = constante de gravité ($\frac{1}{m_2^w}$) [m/s^2].

Il existe aussi une équation différentielle pour exprimer la pression d'air (e.g. Fredlund et Rahardjo, 1993). Dans la plupart des cas, la dissipation des pressions d'air en excès se fait très rapidement (pratiquement instantanément); il n'y aurait donc pas de régime transitoire pour l'air (Fredlund et Rahardjo, 1993). Cette équation différentielle pour la variation de la pression d'air ne sera pas utilisée ici.

En condition saturée, les équations 2.48 et 2.49 se simplifient sous la forme de l'équation de consolidation 1D de Terzaghi (équation 2.29).

2.4 Outils de modélisation numérique

2.4.1 Logiciel SIGMA/W

Il existe différents codes numériques permettant de faire des analyses contraintes-déformations en géotechnique, par exemple le code COMSOL Multiphysics (COMSOL), PLAXIS 2D (PLAXIS) ou SIGMA/W (Geo-Slope Int.). Dans le cadre de ce projet, les analyses numériques sont effectuées avec le code SIGMA/W de la compagnie Geo-Slope Int. (version 2016). Il s'agit d'un logiciel qui peut servir pour les analyses assistées par ordinateur (CAO ou CAD en anglais). Il permet de faire des analyses couplées contraintes/pressions d'eau interstitielles et déformations. Le logiciel SIGMA a été utilisé et validé au cours d'études antérieures (menées à Polytechnique Montréal) visant à simuler le phénomène de consolidation de rejets miniers (e.g. Pedroni, 2011; Jaouhar, 2012; L. Bolduc, 2012, Saleh-Mbemba, 2016).

Ce logiciel utilise la méthode des éléments finis pour résoudre par itérations un système d'équations aux dérivées partielles pour chacun des petits éléments de taille finie composants le modèle. Pour une analyse couplée contraintes/pressions d'eau interstitielles, le logiciel résout simultanément deux équations d'équilibres (en fonction des déplacements) et une équation d'écoulement en chaque nœud (Geo-Slope, 2013).

Les éléments ont une taille variant en fonction du raffinement choisi. Il est important que les éléments soient suffisamment petits pour que les résultats soient précis, tout en minimisant leur nombre pour diminuer le temps de calcul. Les propriétés des matériaux pour chacun des éléments, les conditions initiales, ainsi que les conditions frontières du problème sont définies pour permettre la résolution du problème.

Il y a trois types de conditions frontière pour le type de problème analysé ici, soit les conditions hydrauliques, les conditions de contraintes (ou forces) et les conditions de déplacements (ou déformations).

Les analyses peuvent être faites en régime permanent ou transitoire. Dans ce dernier cas, la grandeur des pas de temps doit être fixée. Il est nécessaire d'avoir des pas assez petits dans les moments d'intérêt (lorsque des changements notables surviennent) et de limiter leur nombre pour optimiser le temps de calcul.

Plusieurs lois de comportement des matériaux sont disponibles dans ce logiciel, allant d'un comportement linéaire élastique simple vers des comportements élasto-plastiques plus complexes. Entre autres, les modèles de Mohr-Coulomb et de Cam-Clay modifié sont inclus (et seront utilisés ici).

2.4.2 Lois de comportement

Les analyses numériques effectuées pour ce projet sont basées sur l'utilisation des lois de comportement linéaire élastique, élasto-plastique (EP) (critère de Mohr-Coulomb) et le modèle Cam-Clay modifié (CCM), qui sont décrits brièvement ici.

La loi de comportement linéaire est utilisée pour la simulation des propriétés des inclusions de roches stériles et les modèles de comportements EP et CCM sont utilisés pour la simulation du comportement des résidus miniers soumis à un chargement (chapitres 5 et 6). Le comportement des résidus miniers a aussi été modélisé avec les modèles EP (Jaouhar, 2012) et CCM (L. Bolduc, 2012; Saleh-Mbemba, 2016) au cours d'études numériques antécédentes. Ces auteurs n'ont pas été en mesure de statuer sur lequel de ces deux modèles reproduisait le mieux le comportement des résidus miniers dans la réalité.

2.4.2.1 Loi de comportement linéaire élastique

La loi de comportement linéaire élastique isotrope est le plus simple modèle constitutif disponible dans le logiciel SIGMA/W. Selon ce modèle, les déformations linéaires et angulaires, ε et γ [-], sont directement proportionnelles aux contraintes normales et de cisaillement, σ et τ [kPa] (équation 2.50) (e.g. Potts et Zdravkovic, 1999; Geo-Slope, 2013). Les constantes de proportionnalité sont le module de Young, E [kPa], et le coefficient de poisson ν. Ces deux

constantes sont les paramètres de la Loi de Hooke. La relation contrainte-déformation, selon le modèle élastique isotrope linéaire inclus dans le logiciel SIGMA/W est formulée comme suit (Geo-Slope, 2013):

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix} = \frac{\mathrm{E}}{(1+v)(1-2v)} \begin{bmatrix} 1-v & v & v & 0 & 0 & 0 \\ v & 1-v & v & 0 & 0 & 0 \\ v & v & 1-v & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2v}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2v}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2v}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} \tag{2.50}$$

où σ_x, σ_y et σ_z [kPa] sont respectivement les contraintes verticale, horizontale et perpendiculaire au plan *xy*, τ_{xy}, τ_{yz} et τ_{zx} [kPa] sont les contraintes de cisaillement dans les plans *xy*, *yz* et *zx*, E [kPa] le module d'élasticité du sol et v [-] le coefficient de poisson du sol; ε_x, ε_y et ε_z [kPa] sont respectivement les déformations verticale, horizontale et perpendiculaire au plan *xy* et γ_{xy}, γ_{yz}, γ_{zx} [-] sont les déformations de cisaillement dans les plans *xy*, *yz* et *zx*. Avec ce modèle, il n'y a pas de déformation permanente; le matériau retrouve sa dimension initiale après le retrait de la contrainte.

2.4.2.2 Loi de comportement élasto-plastique

Le modèle élasto-plastique dans le logiciel SIGMA/W est de nature parfaitement plastique. Ainsi, à la limite de plasticité (résistance ultime), la courbe contrainte-déformation est horizontale (figure 2.6); il n'y a ni écrouissage, ni adoucissement, ni variation de volume (Smith, 1990; Potts et Zdravkovic, 1999).

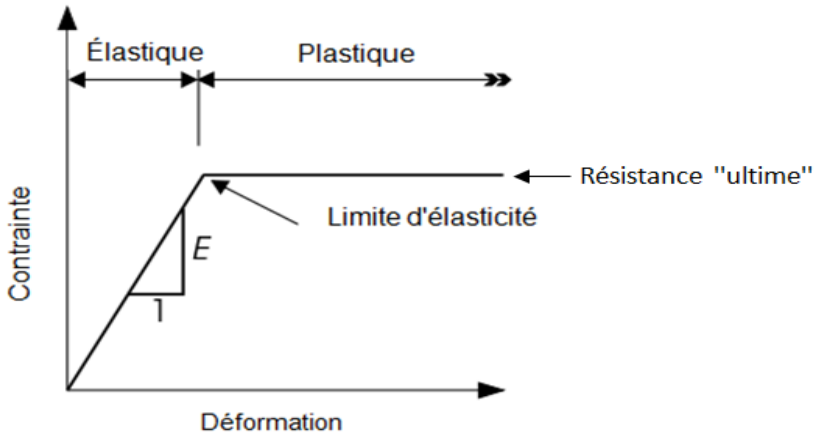


Figure 2.6: Modèle constitutif élastique, parfaitement plastique (Adaptée de Geo-Slope (2013)).

On présente ici le modèle élasto-plastique basé sur le critère de Mohr-Coulomb; ce modèle est utilisé dans cette étude pour simuler le comportement de résidus miniers sous contraintes croissantes.

Critère de Mohr-Coulomb

Selon le critère de Mohr-Coulomb, la résistance au cisaillement τ [kPa] augmente avec l'augmentation de la contrainte effective normale σ' [kPa] le long du plan de cisaillement (Potts et Zdravkovic, 1999):

$$\tau = c' + \sigma' \, tan(\varphi') \tag{2.51}$$

Avec : c' = la cohésion du matériau [kPa]

ϕ' = l'angle de friction interne [^{0}]

Le critère de Mohr-Coulomb est illustré à la figure 2.7 en termes de contraintes effectives normales et de cisaillement :

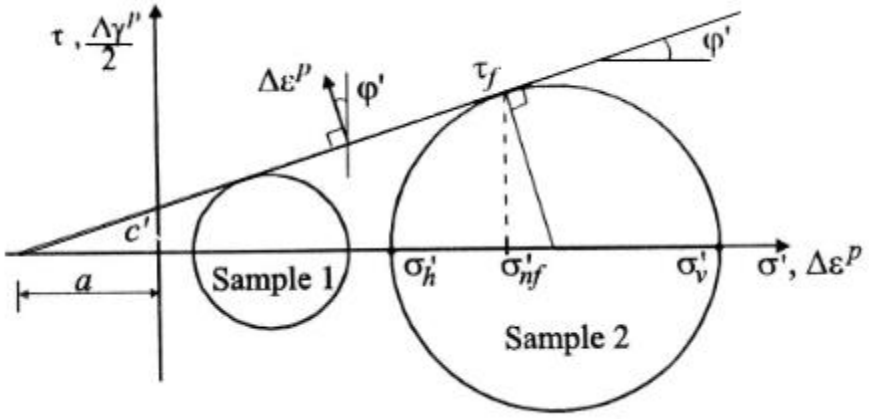


Figure 2.7: Critère de Mohr-Coulomb (Tirée de Potts et Zdravkovic (1999)).

Le logiciel SIGMA/W exprime le critère de Mohr-Coulomb en terme des invariants des tenseurs de contraintes pour représenter la limite élastique, *F* (Chen & Zhang, 1991) :

$$F = \sqrt{J_2}\sin\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) - \sqrt{\frac{J_2}{3}}\cos\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right)\sin\phi' - \frac{I_1}{3}\sin\phi' - c'\cos\phi' \tag{2.52}$$

Dans cette équation, J_2 est le deuxième invariant du déviateur des contraintes (équation 2.53), θ est l'angle de Lode dans le plan π (équation 2.54), ϕ' est l'angle de friction interne, I_1 est le premier invariant de contrainte (équation 2.55) et c' est la cohésion du matériau.

$$J_2 = \frac{1}{6}\left[(\sigma'_x - \sigma'_y)^2 + (\sigma'_y - \sigma'_z)^2 + (\sigma'_z - \sigma'_x)^2\right] + \tau_{xy}^2 \tag{2.53}$$

$$\theta = \frac{1}{3}\cos^{-1}\left(\frac{3\sqrt{3}}{2}\frac{J_3}{J_2^{3/2}}\right) \tag{2.54}$$

$$I_1 = \sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z \tag{2.55}$$

où σ'_x, σ'_y et σ'_z sont respectivement les contraintes effectives verticale, horizontale et perpendiculaire au plan xy, τ_{xy} est la contrainte de cisaillement dans le plan π et J_3 est le troisième invariant du déviateur de contrainte :

$$J_3 = \sigma'^d_x \sigma'^d_y \sigma'^d_z - \sigma'^d_z \tau_{xy}^2 \tag{2.56}$$

La contrainte déviatorique σ^d_i dans la i^e direction peut être définie comme :

$$\sigma'^d_i = \sigma'_i - \frac{I_1}{3} \tag{2.57}$$

où i = x, y ou z.

La fonction du potentiel plastique, P, utilisée par SIGMA/W a la même forme que la limite d'élasticité ($P = F$; équation 2.52) avec l'angle de dilatance, ψ, à la place de l'angle de frottement interne, ϕ' ($\psi = 0$ à l'état ultime, pour une déformation à volume constant).

2.4.2.3 Modèle Cam-Clay modifié

Depuis le début des années 1950, les modèles élasto-plastiques évoluent vers des modèles d'état critique (selon la définition de Casagrande 1936, 1974) qui incluent une variation de la surface de limite d'élasticité avec le changement de volume du matériau. Les premiers modèles d'état critique à voir le jour sont les modèles Cam-Clay et Cam-Clay modifié décrivant le comportement de matériaux argileux. La première formulation du modèle a été développée à l'Université de Cambridge par Roscoe et al. (1958). Roscoe et Burland (1968) ont ensuite proposé le modèle modifié (CCM) décrivant des déformations plus réalistes (la formulation initiale introduisait des déformations trop importantes en réaction à de faibles contraintes appliquées). Seul le modèle

modifié (CCM) est disponible dans la version 2016 de SIGMA/W. On présente ici certaines généralités et les principaux paramètres du modèle CCM basé sur la présentation d'Atkinson et Bransby (1978) et Britto et Gunn (1987) (présentation utilisée dans le logiciel SIGMA/W).

Les paramètres nécessaires à l'utilisation du modèle de Cam-Clay modifié sont illustrés dans la figure 2.8 en terme des invariants de contraintes *p'* (équation 2.62) et *q* (équation 2.63) et le volume spécifique v (équation 2.58).

$$\mathrm{v} = 1 + e \tag{2.58}$$

Ces paramètres sont :

M = la pente de la ligne d'état critique = $\frac{6sin\phi'}{3-sin\phi'}$ (ϕ' est l'angle de friction interne [^{0}])
Γ = le volume spécifique à l'état critique (p' = 1)
κ = la pente de la ligne de surconsolidation isotrope = $\frac{-de}{d\ln\sigma'}$
λ = la pente de la ligne de consolidation isotrope = $\frac{-de}{d\ln\sigma'}$

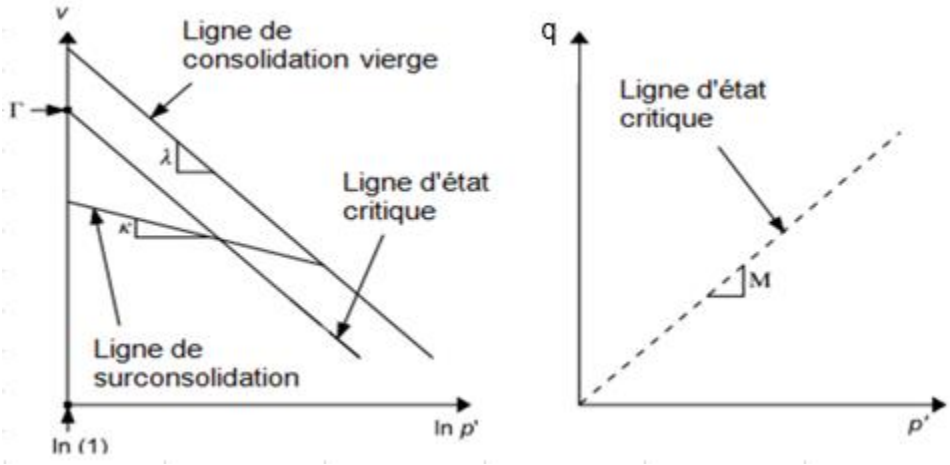


Figure 2.8: Définition des paramètres du modèle Cam-Clay modifié (Adaptée de Geo-Slope (2013)).

Les facteurs κ et λ sont liés aux indices C_r et C_c (définis aux équations 2.20 et 2.21) selon les équations suivantes:

$$\kappa = \frac{C_r}{ln\,10} \tag{2.59}$$

$$\lambda = \frac{C_c}{ln\,10} \tag{2.60}$$

Les changements de volume le long de la ligne de consolidation vierge (pente λ) sont usuellement considérés comme irréversibles (ou plastiques), alors que les changements de volume le long de la ligne de surconsolidation (pente κ) sont réversibles (ou élastiques). La fonction qui définit la limite d'élasticité, *F*, est exprimée dans SIGMA/W en terme des invariants de contrainte *p'* (équation 2.62) et *q* (équation 2.63) et de la pente de la ligne d'état critique, *M*:

$$F = \left(\frac{q}{p'M}\right)^2 - \; ln\left(\frac{p'}{p'_0} - 1\right) \tag{2.61}$$

$$p' = \frac{(\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z)}{3} \tag{2.62}$$

$$q = \sqrt{3J_2} \tag{2.63}$$

Dans ces équations p'_0 est la valeur de p' à l'intersection de la ligne de surconsolidation courante avec la ligne de consolidation vierge (figure 2.9) et J_2 est le second invariant de contrainte déviatorique (équation 2.53).

La figure 2.9 illustre schématiquement la variation de la surface de limite d'élasticité avec le changement de volume, v, du matériau.

Lorsque le sol est en phase de déformation plastique, le vecteur d'incrément plastique est normal à la courbe de limite élastique. La fonction du potentiel plastique P est alors égale à l'équation de limite d'élasticité (*F* = *P*, loi associée) (équation 2.61).

L'écrouissage est isotrope et contrôlé par le paramètre p_0' qui est lié à la déformation volumétrique plastique ε_v^p par l'équation suivante:

$$\frac{dp'_0}{p'_0} = d\varepsilon_v^p \frac{\mathrm{v}}{\lambda - \kappa} \tag{2.64}$$

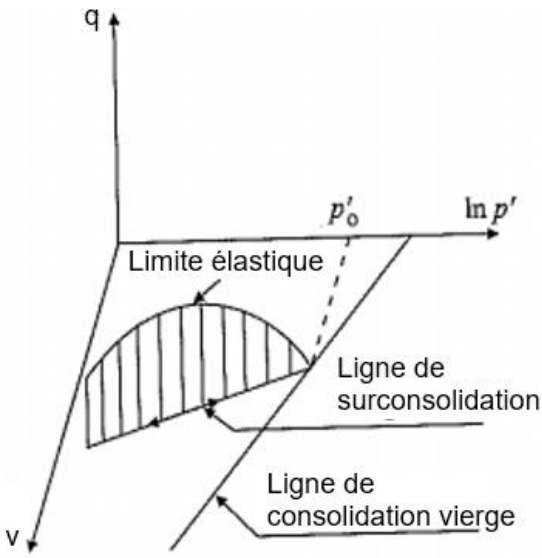


Figure 2.9: Surface de limite élastique dans l'espace ln*p'*- *q*- v (Tirée de Potts et Zdravkovic, 1999).

2.4.2.4 Conditions non-saturées

Le logiciel SIGMA/W utilise la relation contrainte-déformation décrite par Fredlund et Rahardjo (1993) en conditions non saturées (voir équation 2.65, tirée de Geo-Slope, 2013); cette équation a une forme semblable à celle de Biot (1941).

$$\begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\varepsilon_z \\ \Delta\gamma_{xy} \\ \Delta\gamma_{yz} \\ \Delta\gamma_{zx} \end{Bmatrix} = \frac{1}{E}\begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \Delta(\sigma_x - u_a) \\ \Delta(\sigma_y - u_a) \\ \Delta(\sigma_z - u_a) \\ \Delta\tau_{xy} \\ \Delta\tau_{yz} \\ \Delta\tau_{zx} \end{Bmatrix} + \frac{1}{H}\begin{bmatrix} 1 & & & & & \\ & 1 & & & & \\ & & 1 & & & \\ & & & 0 & & \\ & & & & 0 & \\ & & & & & 0 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \Delta(u_a - u_w) \\ \Delta(u_a - u_w) \\ \Delta(u_a - u_w) \\ \Delta(u_a - u_w) \\ \Delta(u_a - u_w) \\ \Delta(u_a - u_w) \end{Bmatrix} \quad (2.65)$$

où ε_x, ε_y et ε_z [-] sont respectivement les déformations verticale, horizontale et perpendiculaire au plan *xy*, et γ_{xy}, γ_{yz}, γ_{zx} [-] sont les déformations de cisaillement dans les plans *xy*, *yz* et *zx*, E [kPa] est le module d'élasticité du sol, ν [-] est le coefficient de poisson du sol, σ_x, σ_y et σ_z [kPa] sont

respectivement les contraintes totales verticale, horizontale et perpendiculaire, u_a [kPa] est la pression d'air, u_w [kPa] est la pression d'eau, E [kPa] est le module d'élasticité du sol et H [kPa] est le module non-saturé du sol. Le logiciel SIGMA/W calcule une valeur de $H = E/(1\text{-}2\nu)$ bien que cette relation ne soit fondamentalement correcte qu'en conditions saturées.

Dans le modèle avec le critère de Mohr-Coulomb, sous des pressions d'eau négatives, la cohésion du sol effective du sol, c', est remplacée par la fonction C (Geo-Slope, 2013) :

$$C = c' + (u_a - u_w)\tan\phi' \frac{(\theta - \theta_r)}{(\theta_s - \theta_r)} \tag{2.66}$$

où (u_a-u_w) est la succion, θ est la teneur en eau volumique, θ_s est la teneur en eau volumique à saturation et θ_r est la teneur en eau volumique résiduelle. Le dernier thème de droite de cette équation représente la cohésion apparente due à la succion (e.g. Narvaez, 2013).
Notons que cette version du logiciel SIGMA/W n'inclut pas de modèle d'état critique en conditions partiellement saturées (tel le Barcelona Basic Model, BBM de Alonso et al., 1990).

2.4.3 SIGMA/W et les très grandes déformations

Le code numérique SIGMA/W est basé sur des théories valides exprimées en petites déformations. Pour obtenir une approximation du comportement pour de grandes déformations, Pedroni (2011) a proposé d'utiliser des pas de temps et un maillage suffisamment raffinés et d'actualiser les paramètres en cours de calculs (i.e. la conductivité hydraulique k, les pentes κ et λ, le module de Young E). Cette méthode divise le processus de consolidation en grandes déformations en plusieurs sous-étapes soumises à de petites déformations.

Avec cette méthode, Pedroni (2011) a relativement bien reproduit numériquement les résultats expérimentaux (évolution de l'indice des vides, de la pression interstitielle en excès et tassement) obtenus en laboratoire suite à des essais de sédimentation/consolidation en colonne instrumentée (essais avec chargement par contrainte totale imposée et essais avec chargement par gradient hydraulique imposé) effectués sur du kaolin et sur une boue de traitement des eaux acides (mine Selbaie).

Cette méthodologie sera donc utilisée pour les simulations numériques réalisées avec le modèle de comportement élasto-plastique de Mohr-Coulomb (actualisation du module de Young) de la déposition et consolidation de résidus miniers (chapitre 5 et 6).

2.5 Les inclusions de roches stériles dans les parcs à résidus miniers

2.5.1 Généralités

Il est possible de placer une portion ou la totalité des roches stériles à l'intérieur du parc à résidus sous forme d'inclusions de roches stériles, IRS, de manière à optimiser le mode de gestion des rejets solides et liquides sur un site minier (Aubertin et al., 2002b; James et Aubertin, 2009, 2010). La figure 2.10 présente une proposition de James et Aubertin (2010) suggérant de placer des roches stériles à la base du parc à résidus (inclusions horizontales), le long des digues de retenue et sous forme d'inclusions linéaires verticales continues (ou isolées) dans le parc. Des simulations numériques ont été réalisées dans cette étude pour évaluer l'impact d'IRS verticales (chapitres 5 et 6) et horizontales (chapitre 6) dans un parc à résidus miniers.

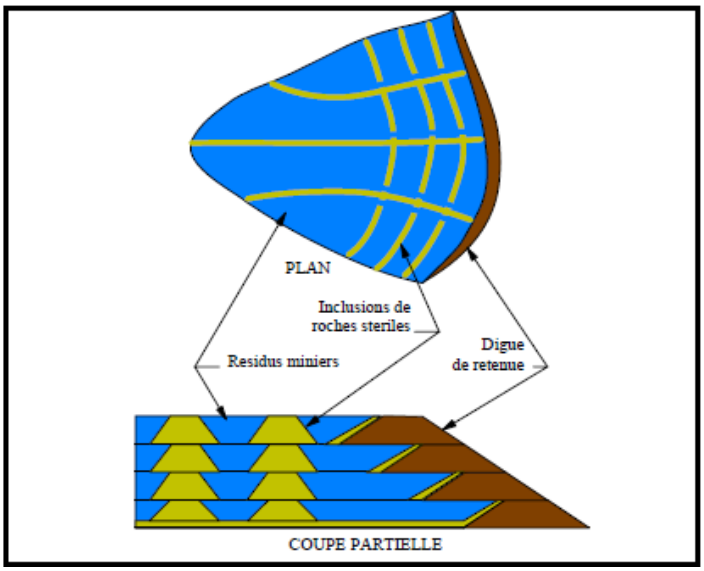


Figure 2.10: Illustration schématisée des inclusions de roches stériles placées dans un parc à résidus miniers (basé sur le concept proposé par Aubertin et al. (2002b), développé par James et Aubertin (2010)).

Cette méthode se base sur le fait que les stériles sont plus perméables et plus rigides que les résidus. Les inclusions peuvent réduire la longueur des chemins préférentiels de drainage et de dissipation des pressions d'eau dans le parc à résidus, ce qui accélère la consolidation des rejets (Jaouhar, 2012,

L. Bolduc, 2012). En se consolidant, la densité en place augmente et les propriétés géotechniques s'améliorent, tout comme la stabilité statique et dynamique (James et Aubertin, 2009). Des simulations numériques ont démontré que les inclusions de roches stériles peuvent améliorer la stabilité des parcs à résidus miniers en conditions statiques, pendant des séismes et après des séismes (James, 2009; Ferdosi et al., 2013, 2014).

Outre l'accélération de la consolidation et l'amélioration des propriétés géotechniques des résidus, les IRS compartimentent le parc à résidus. La compartimentation permet plus de flexibilité dans la gestion des résidus, et peut favoriser la fermeture et la restauration des différentes cellules avant la fin de vie de la mine. Aussi, la compartimentation peut réduire la quantité de résidus et d'eau relâchée lors d'une rupture éventuelle; les conséquences en cas de rupture seraient donc moindres (James et Aubertin, 2009, 2012).

Cette méthode permet aussi de confiner et de submerger les stériles réactifs et de simplifier leur gestion. Dans une situation optimale, il serait possible d'éliminer entièrement les haldes pour les mines souterraines (James et Aubertin, 2009, 2012).

2.5.2 Travaux antérieurs

Plusieurs études ont porté sur le comportement des inclusions continues (linéaires) de roches stériles dans les parcs à résidus, d'abord, via les travaux de la Chaire Industrielle CRSNG Polytechnique-UQAT en Environnement et gestion des rejets miniers (active de 2001 à 2012), suivi des travaux menés par l'Institut de recherche en mines et environnement UQAT-Polytechnique (IRME) à partir de 2013. Des analyses dynamiques numériques 2D (James, 2009; Ferdosi et al., 2013, 2014), des essais sur des tables vibrantes (Pépin, 2010; Pépin et al., 2012a; Pépin et al., 2012b) et des analyses expérimentales et numériques de la consolidation des résidus à proximité des IRS (Jaouhar, 2012; L. Bolduc, 2012; Jaouhar et al., 2013; L. Bolduc et Aubertin, 2014; Saleh-Mbemba, 2016) ont été réalisés. La plupart de ces travaux portaient sur les résidus de la mine Canadian Malartic, une mine d'or à ciel ouvert située dans la région de l'Abitibi, au Québec. Cette section présente un résumé des principaux résultats des travaux antérieurs pertinents dans le cadre de cette étude.

2.5.2.1 Caractérisation des résidus miniers de Canadian Malartic

Les résidus miniers de la mine Canadian Malartic (CM) ont été caractérisés dans le cadre des études de Saleh-Mbemba (2010); L. Bolduc (2012); Poncelet (2012); Contreras (2013); Narvaez (2013); Doucet et al. (2015); Essayad (2015); Saleh-Mbemba (2016). Cette section présente une synthèse des caractéristiques hydrogéotechniques des résidus CM pertinentes à cette étude. Grimard (2018) présente aussi une comparaison du même type.

La densité relative des grains, D_r, des résidus de cette mine varie généralement entre 2.73 et 2.76 (Poncelet, 2012; L. Bolduc, 2012; Contreras, 2013; Narvaez 2013; Doucet et al., 2015; Essayad, 2015).

La figure 2.11 et le tableau 2.2 présentent les propriétés granulométriques des résidus. Les résultats indiquent qu'il y a eu une augmentation de la teneur en sable dans le temps (0 à 5 % en 2010, 17% en 2013, tableau 2.2). L'évolution des courbes granulométriques entre les différentes études peut être expliquée par un changement dans les procédés à l'usine de concentration (et peut-être aussi au niveau de la minéralogie).

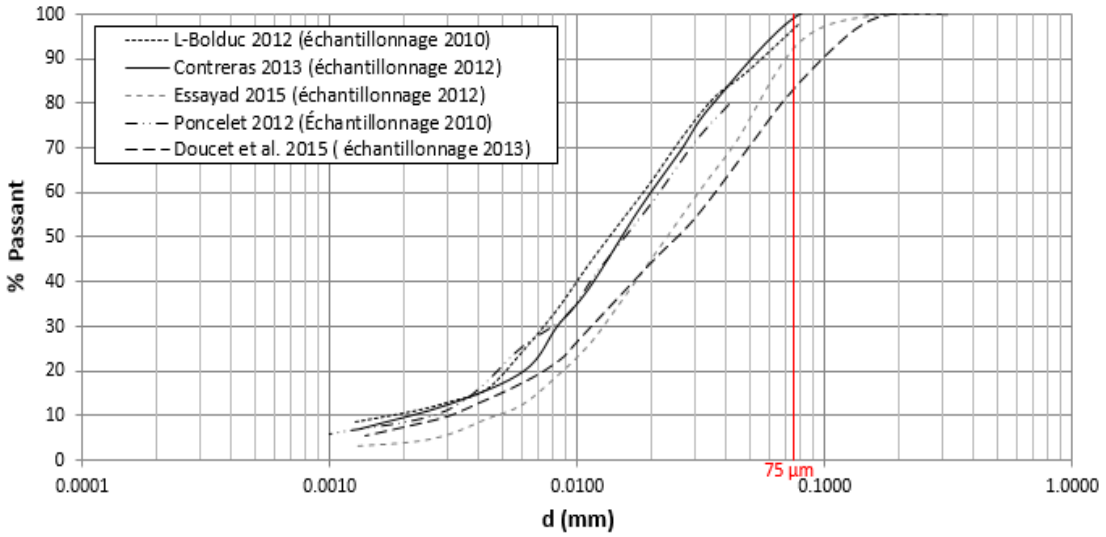


Figure 2.11: Courbes granulométriques des résidus miniers CM (Tirées de Poncelet, 2012; L. Bolduc, 2012; Contreras, 2013; Doucet et al., 2015; Essayad, 2015).

Ces résidus formés de roches dures sont non-plastiques et classés comme silt non plastique ML selon l'USCS (L. Bolduc, 2012; Poncelet, 2012; Contreras, 2013; Doucet et al., 2015; Essayad, 2015).

Tableau 2.2: Propriétés granulométriques des résidus miniers de Canadian Marlartic.

	Année d'échant.	D_{10} (mm)	D_{60} (mm)	C_U (-)	d < 75 µm (%)	d < 2 µm (%)
L. Bolduc 2012	2010	0,0013 à 0,003	0,018 à 0,019	6 à 14,6	100	7 à 12
Poncelet 2012	2010	0,0029	0,021	7,24	95	8
Contreras 2013	2012	0,0022 à 0,003	0,02 à 0,025	8,33 à 9,09	100	≈10
Doucet et al. 2015	2013	0,003	0,036	12,0	83	8
Essayad 2015	2012	0,0046	0,037	7,17	95	3 à 5

La figure 2.12 présente les courbes d'essais de compactage Proctor modifié (ASTM-D1557) des résidus CM (L. Bolduc, 2012; Contreras, 2013). La teneur en eau optimale, w_{opt}, se situe entre 15,6% et 16,3% et elle correspond à une densité sèche maximale, $\rho_{d,max}$, variant entre 1720 kg/m^3 et 1755 kg/m^3 et à un indice des vides minimum, e_{min}, entre 0,55 et 0,60 (L. Bolduc, 2012; Contreras, 2013).

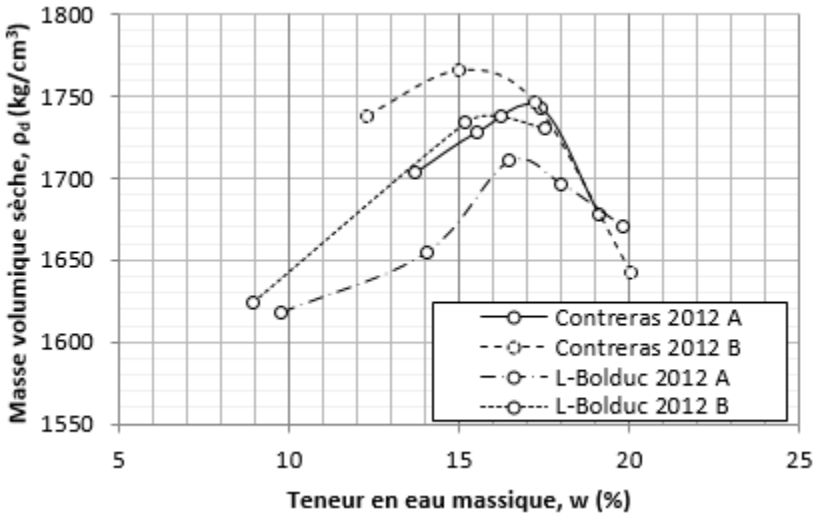


Figure 2.12: Courbes Proctor modifiées (L. Bolduc, 2012; Contreras, 2013).

La conductivité hydraulique saturée, k_{sat}, a été mesurée en laboratoire (L. Bolduc, 2012; Saleh-Mbemba, 2016) à l'aide d'essais de perméabilité en cellules triaxiales à charge variable (ASTM D5084). Les conductivités hydrauliques mesurées se situent entre 1×10^{-7} et 1×10^{-6} m/s pour des indices des vides situés entre 0,66 et 0,91.

Saleh-Mbemba (2010, 2016) a enregistré des valeurs de teneurs en eau volumique, θ, des résidus miniers CM en fonction de la succion dans une cellule de pression (pressure plate). L'indice des vides initial, e_0, des résidus était de 1.11 (n = 0.53). La courbe de rétention d'eau (CRE) des résidus miniers de la mine CM exprimée selon le degré de saturation, S_r, en fonction de la succion, ψ, est présentée à la figure 2.13 avec la courbe de meilleur ajustement avec le logiciel RETC (selon la fonction de van Genuchten (1980)) (Saleh-Mbemba, 2016). Les paramètres de rétention d'eau ont été obtenus par la méthode des tangentes de Fredlund et Xing (1994). Leur valeur d'entrée d'air (AEV ou ψ_a) est de l'ordre 65 kPa, et la succion résiduelle, ψ_r, est environ de 1050 kPa (Saleh-Mbemba, 2010, 2016).

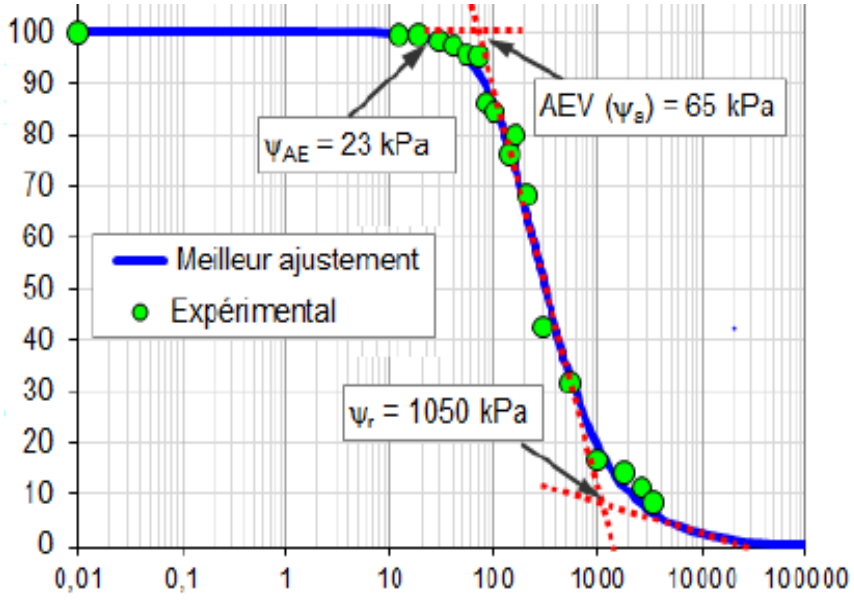


Figure 2.13: Valeurs expérimentales de la CRE exprimée selon le degré de saturation, S_r, en fonction de la succion, ψ, avec la courbe de meilleur ajustement avec le logiciel RETC (selon la fonction de van Genuchten (1980)); on note aussi les paramètres de rétention d'eau par la méthode des tangentes de Fredlund et Xing (1994). (Tirée de Saleh-Mbemba (2016)).

Selon des résultats d'essais de compression en colonne drainés par le sommet (hauteur de 20 cm, diamètre de 10 cm), la valeur de l'indice de compression vierge des résidus CM, C_c, se situe entre 0,021 et 0,56, l'indice de reconsolidation, C_r, se situe entre 0,013 et 0,020 et le coefficient de consolidation, c_v, varie entre 0,01 et 6,6 cm^2/s (L. Bolduc, 2012; Essayad, 2015).

2.5.2.2 Analyse numérique de la consolidation des résidus à proximité d'une inclusion drainante

Des analyses numériques 2D conceptuelles ont été effectuées à l'aide du logiciel d'éléments finis SIGMA/W (2007) de la compagnie Geo-Slope Int. (Jaouhar, 2012; L. Bolduc, 2012; Jaouhar et al., 2013; L. Bolduc et Aubertin, 2014). Les résultats indiquent que la dissipation des surpressions interstitielles générées par la déposition d'une nouvelle couche de résidus miniers dans un parc à résidus est plus rapide à proximité d'une inclusion de roches stériles, IRS.

Le comportement des résidus miniers a été simulé à proximité d'une IRS rectangulaire. Les résidus sont déposés instantanément en couches de quelques mètres d'épaisseur (2 m/an pendant 10 ans pour Jaouhar (2012) et 3 m/an pendant 15 ans pour L. Bolduc, 2012). La figure 2.14 présente un schéma idéalisé de la déposition des résidus miniers telle que modélisée (L. Bolduc, 2012; L. Bolduc et Aubertin, 2014). Pour les cas simulés, les pressions interstitielles en excès générées par l'ajout de nouveaux résidus en surface sont graduellement dissipées avant la déposition annuelle d'une nouvelle couche. La dissipation des surpressions se fait via le haut du modèle et vers les IRS. Le parc à résidus est entièrement saturé.

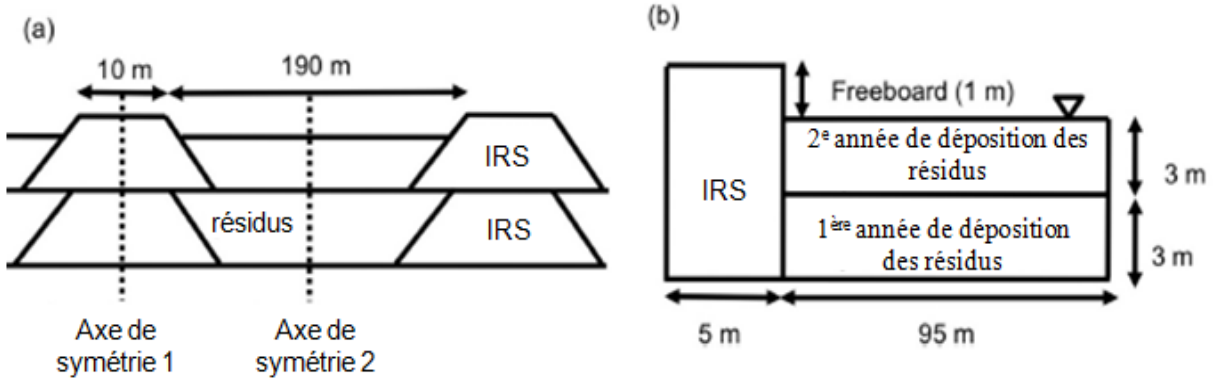


Figure 2.14: a) Représentation schématique et b) représentation conceptuelle utilisée pour simuler (code SIGMA/W 2007) le tassement et la consolidation des résidus près d'une inclusion de roches stériles, IRS (L. Bolduc, 2012; L. Bolduc et Aubertin, 2014).

La figure 2.15 illustre le résultat typique d'une simulation de la génération de surpressions interstitielles suite à la déposition de plusieurs nouvelles couches de résidus miniers puis leur dissipation dans le temps. Cette figure illustre aussi l'augmentation de la pression hydrostatique dans le parc avec l'ajout de chacune des couches.

La figure 2.16 met en évidence le rôle de l'inclusion de roches stériles sur la vitesse de consolidation. Le résidu se consolide plus rapidement à proximité de l'inclusion; à mesure que l'on s'en éloigne, la vitesse de consolidation (dissipation de *u*) se rapproche de celle sans inclusion. La zone d'influence latérale de l'inclusion est estimée à deux à trois fois la hauteur du parc à résidus (Jaouhar, 2012; L. Bolduc, 2012; Jaouhar et al., 2013; L. Bolduc et Aubertin, 2014).

Des simulations du même type sont réalisées dans ce projet, en lien avec une des inclusions sur le site de la mine CM.

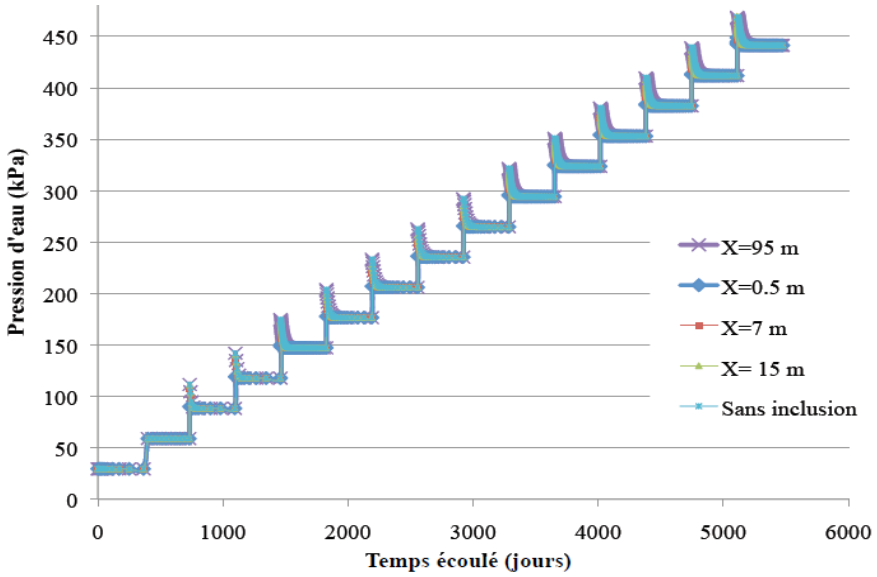


Figure 2.15: Pression interstitielle à la base du bassin de résidus miniers pour t=0 à t=16ans (15e rehaussements de 3m chacun), pour différentes distances horizontales X (tiré de L. Bolduc, 2012).

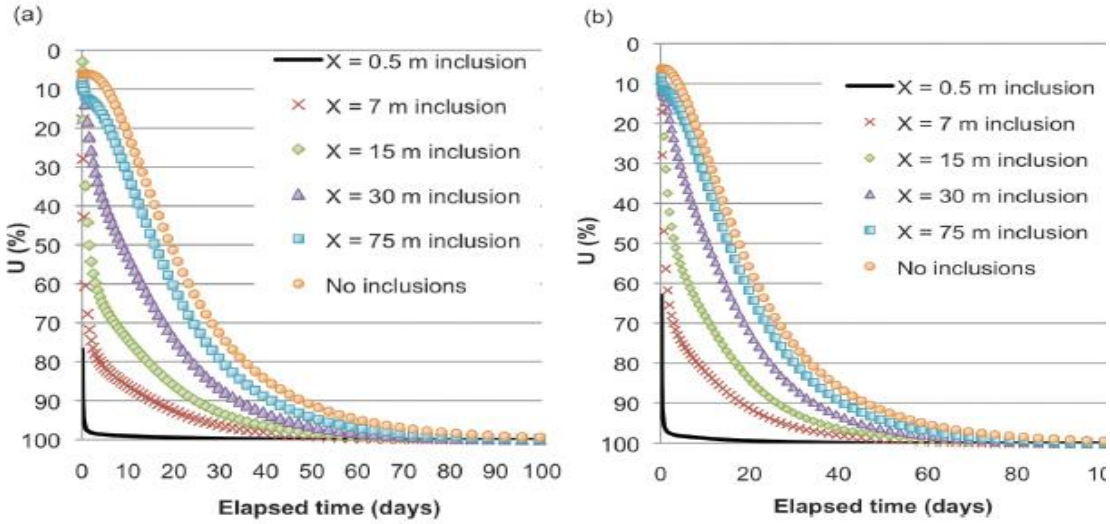


Figure 2.16: Degré de consolidation U [%] en fonction du temps *t* [jours] après la déposition de la 15e couche de résidus en fonction de la distance horizontale avec l'inclusion [m]; a) Points de mesure situés à la base du parc; b) Points de mesure situés à mi-hauteur du parc (Tirée de L. Bolduc et Aubertin, 2014).

2.5.2.3 Étude expérimentale de laboratoire sur des inclusions drainantes

Saleh-Mbemba (2016) présente des résultats d'essais sur modèles physiques (1D et 2D) effectués en laboratoire visant à étudier le comportement des résidus miniers à proximité d'une inclusion drainante.

Les essais ont été effectués dans une cellule à parois rigide ayant une base carrée (105 cm × 105 cm) et une hauteur de 75 cm dans laquelle des résidus miniers ont été juxtaposés à des roches stériles (figures 2.17 et 2.18). Les pressions interstitielles et les déplacements verticaux ont été mesurés suite à mise en place des résidus miniers dans la cuve. Un essai sans roches stériles (résidus miniers dans toute la cuve) a été réalisé dans le même montage.

La figure 2.19 présente la dissipation des pressions interstitielles, *u* [kPa], dans des résidus déposés dans la cuve avec et sans inclusion drainante en fonction du temps, *t* [h] pour un de ces essais. Dans ces conditions expérimentales, la dissipation des surpressions interstitielles est généralement plus rapide en présence de l'inclusion drainante, d'où la différence de temps pour une même pression interstitielle, $\Delta t_{1\text{-}2}$ entre les résidus avec et sans inclusion. L'essai avec inclusion drainante montre

une pression interstitielle à l'équilibre plus faible que la pression hydrostatique théorique d'où la différence de pression entre la pression d'eau dans les résidus avec et sans inclusion à un même temps écoulé, $\Delta u_{1\text{-}2}$. Cette différence de pression $\Delta u_{1\text{-}2}$ est liée aux conditions de drainage et à la dessiccation des résidus au sommet de la cellule expérimentale.

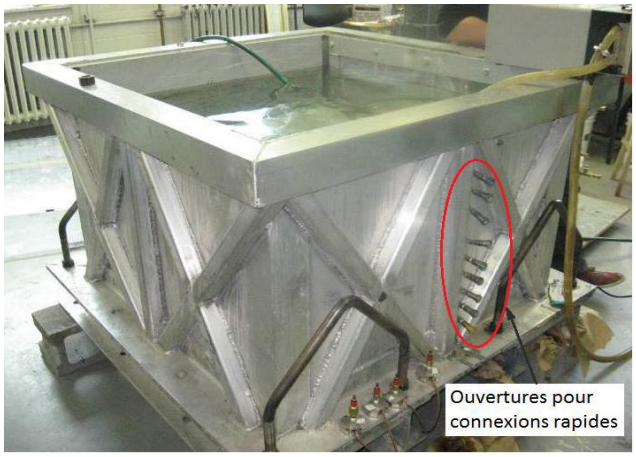


Figure 2.17: Cellule à parois rigides avec une base carrée (105cm × 105 cm) et une hauteur de 75 cm utilisée pour des essais sur modèle physique avec des résidus et une IRS (Tirée Saleh-Mbemba (2016)).

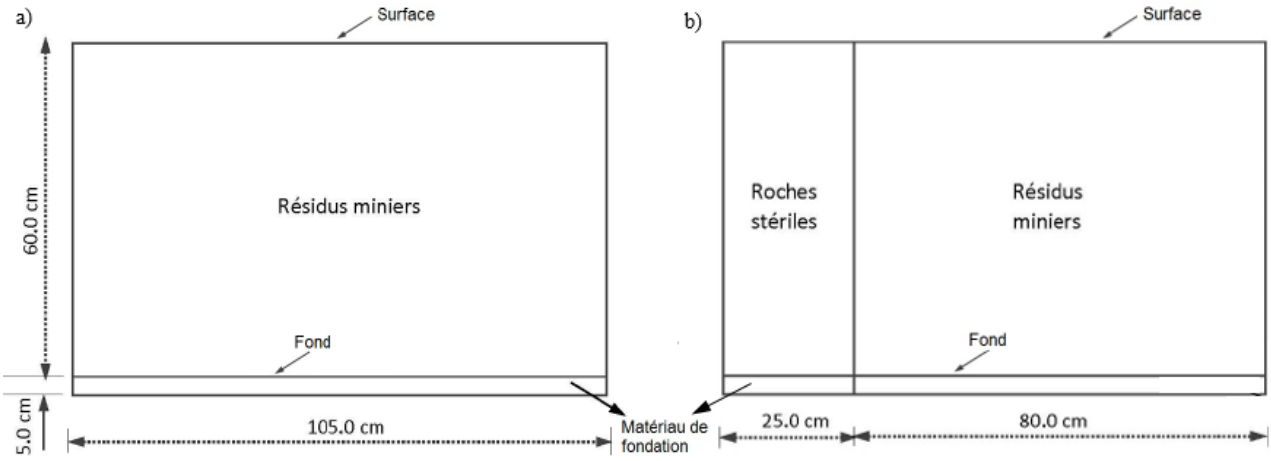


Figure 2.18: Représentation en coupe des matériaux dans la cellule d'essai (modèle physique). a) Essai sans inclusion drainante, b) essai avec inclusion drainante (Adaptée de Saleh-Mbemba (2016)).

Saleh-Mbemba (2016) a mené des simulations numériques pour reproduire ses résultats expérimentaux avec et sans inclusions à l'aide du logiciel de modélisation numérique SIGMA/W

(figure 2.20). De façon générale, il y a une bonne correspondance entre les résultats expérimentaux et les résultats numériques. Toutefois, le code SIGMA/W ne tient pas compte de la baisse de pression due à l'assèchement des résidus; le code permet la modélisation jusqu'à l'atteinte de la pression hydrostatique. Le code SIGMA/W sera utilisé dans la suite de ce projet.

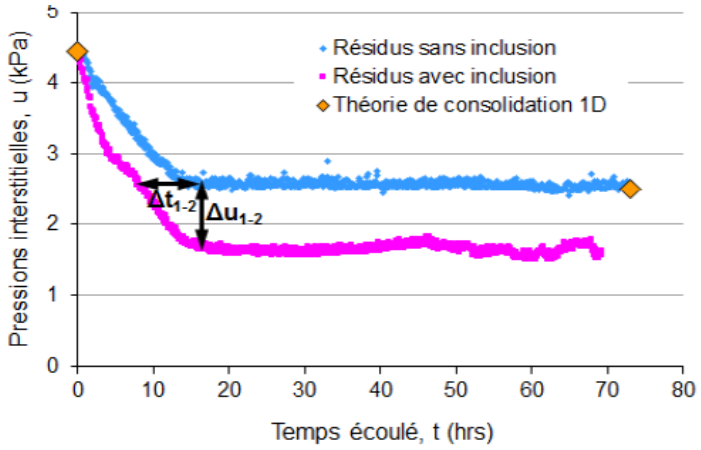


Figure 2.19: Évolution des pressions interstitielles mesurées à l'aide des capteurs de pression à une profondeur de 25 cm sous la surface des résidus lors de deux essais en boîte (essai avec et sans inclusion de roches stériles; tirée de Saleh-Mbemba (2016).

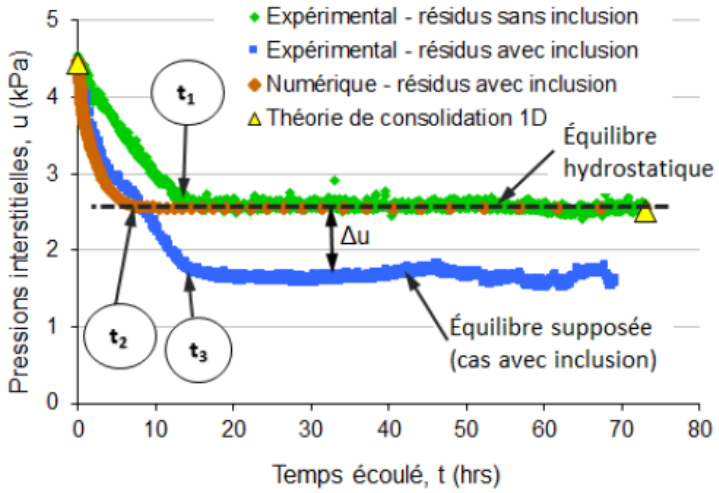


Figure 2.20: Évolution des pressions interstitielles à une profondeur de 25 cm à partir de la surface des résidus. Comparaison entre résultats expérimentaux et numériques (essais RS-2D-1 sur les résidus seuls et essais RI-2D-2 avec roches stériles) (Tirée de Saleh-Mbemba (2016)).

CHAPITRE 3 MATÉRIAUX, ÉQUIPEMENTS ET MÉTHODOLOGIE

Ce chapitre présente les équipements utilisés et la méthodologie suivie pour la caractérisation en laboratoire des résidus miniers de la mine Canadian Malartic et pour l'installation de l'instrumentation dans le parc à résidus de la mine. Le code numérique utilisé pour les simulations est aussi présenté sommairement. Les résultats des divers essais de caractérisation et la réponse *in situ* des résidus miniers sont présentés au chapitre 4, qui présente aussi la description des simulations numériques réalisées dans le cadre de cette étude. Les résultats des simulations numériques sont présentés aux chapitres 5 et 6.

3.1 Caractérisation des résidus miniers

Les résidus miniers caractérisés ici proviennent de la mine Canadian Malartic (CM) qui est une mine d'or à ciel ouvert située dans la région de l'Abitibi, au Québec. Il s'agit de l'une des plus grandes mines aurifères présentement en exploitation au Canada. La mine est en production commerciale depuis mai 2011. L'usine minéralurgique (concentrateur) de la mine traite en moyenne 55000 tonnes de minerai par jour, avec un taux moyen de récupération aurifère de 89% (Canadian Malartic, 2015).

Les résidus miniers ont été échantillonnés à la sortie de l'usine de traitement du minerai en juin 2016. Ils ont été transportés dans des barils de 45 gallons (~170 litres) jusqu'au laboratoire de l'IRME à Polytechnique Montréal. Le caractère lâche et saturé des résidus et les vibrations dues au transport ont engendré une séparation entre l'eau et la fraction solide qui s'est déposée dans le fond des barils. Les résidus et l'eau ont donc été mélangés et homogénéisés au laboratoire avant d'être répartis dans 27 chaudières. Les résidus ont ensuite été rincés à l'eau (qui a remplacée l'eau de procédée), séchés à l'air libre, puis tamisés (tamis 630 µm) pour enlever les agglomérations et les corps étrangers avant les différents essais.

3.1.1 Propriétés géotechniques de base

La densité de pulpe, $P_{\%}$ [%], peut-être calculée selon l'équation 3.1.

$$P_{\%} = \left(\frac{1}{1+w}\right) * 100\% \tag{3.1}$$

La teneur en eau massique, w [-], a été déterminée selon la norme ASTM D2216-10 (2016). La teneur en eau d'origine a été mesurée sur les résidus miniers peu après leur réception, suite à leur homogénéisation et à leur séparation en différentes chaudières.

La courbe granulométrique a été déterminée selon la norme ASTM D422-63 (2016). Cette norme décrit les étapes pour réaliser des analyses granulométriques par tamisage et par sédimentométrie à l'aide d'un hydromètre. La courbe granulométrique permet notamment de déterminer le pourcentage de particules de diamètre inférieur à 75 µm, le diamètre des grains correspondant à 10 et 60% de passant, D_{10} et D_{60} [mm], et le coefficient d'uniformité, $C_U=D_{60}/D_{10}$ [-]. Un total de douze courbes granulométriques a été obtenu sur les résidus provenant de quatre chaudières différentes.

La densité relative des grains, D_r [-], des résidus a été mesurée à l'aide d'un pycnomètre selon la norme ASTM D854-14 (2016). Une valeur moyenne est obtenue suite à quatre essais en triplicata.

Les essais pour déterminer les limites d'Atterberg (limites de liquidité, w_L [-], et de plasticité, w_P [-]) ont été menés avec la coupelle de Casagrande et avec la méthode manuelle (rouleaux de 3 cm) selon les procédures décrites dans la norme ASTM D4318-10 (2016).

La teneur en eau optimale, w_{opt} [-], ainsi que le poids volumique sec maximal, ρ_{dmax} [kg/m^3], ont été déterminés à l'aide de deux essais Proctor Modifié réalisés selon la norme ASTM-D1557-12 (2016).

3.1.2 Paramètres de consolidation

Les propriétés de consolidation des résidus miniers saturés ont été évaluées à partir d'essais compression avec chargement axial. Trois essais ont été effectués dans une colonne de plexiglas rigide avec drainage vers le sommet des éprouvettes (figure 3.1) selon la procédure décrite par Essayad (2015). La méthodologie et l'instrumentation utilisées pour ces essais sont présentées à l'Annexe A.

La saturation initiale des éprouvettes a été effectuée selon le protocole proposé par Poncelet (2012), également présenté à l'Annexe A.

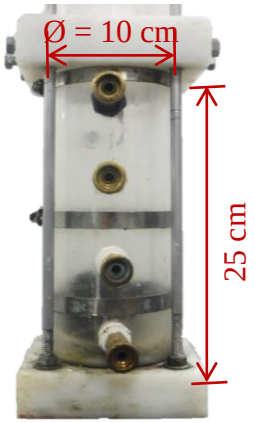


Figure 3.1: Colonne de plexiglas utilisée pour l'essai de consolidation en colonne.

La charge, P_{kN}, [kN] appliquée au sommet des éprouvettes a été mesurée à l'aide d'une cellule de force de marque Honeywell (modèle 43 – précision ±0,1%). La contrainte verticale associée, P, [kPa] a été calculée selon la relation $P=P_{kN}/A$ (A [m^2] étant l'aire de la section de l'éprouvette dans la colonne); elle variait entre 3 kPa et 420 kPa (tableau 3.1).

Tableau 3.1: Contrainte imposée, P [kPa], au sommet des échantillons de résidus miniers CM pendant les essais de compression en colonne A, B et C (menés sous des conditions initiales différentes; voir section 4.2).

	Contrainte appliquée *P* [kPa]		
Palier	**Essai A**	**Essai B**	**Essai C**
1	3	3	3
2	4	4	18
3	22	24	52
4	36	61	87
5	74	98	122
6	94	136	158
7	113	173	229
8	153	210	265
9	191	248	301
10	230	285	337
11	268	322	373
12	306	359	-
13	346	-	-
14	420	-	-

Les tassements ont été mesurés à l'aide d'un LVDT de type T50 (Novotechnic). Le LVDT appuyé au sommet enregistre les déplacements du piston cylindrique (transmettant la charge du bras de levier à l'éprouvette) installé au sommet de l'éprouvette et enregistre ainsi les tassements des résidus miniers (voir Annexe A pour le montage détaillé de ces essais). La calibration du LVDT utilisé pour ces essais est présentée à l'Annexe H.

La contrainte effective verticale, σ'_v [kPa], a été calculée à l'équilibre pour chaque palier selon les équations 3.2 à 3.4. Dans ces équations, P [kPa] est la contrainte appliquée au sommet de l'échantillon et W [kPa] est la contrainte associée au poids des terres (dans l'éprouvette). La contrainte associée à la friction le long des parois de la colonne de plexiglas a été négligée (section 4.3.2).

$$\sigma'_v = \sigma_v - u \tag{3.2}$$

$$\sigma_v = P + W \tag{3.3}$$

$$W = \gamma_{SAT} * z \tag{3.4}$$

L'indice des vides, e, a été calculé selon les équations 3.5 à 3.7 (ASTM D2435; Essayad, 2015)

$$e = \frac{H - H_s}{H_s} \tag{3.5}$$

$$H_s = \frac{V_S}{A} \tag{3.6}$$

$$V_s = \frac{M_d}{D_r \rho_w} \tag{3.7}$$

Où H [cm] est la hauteur totale de l'éprouvette, H_s [cm] est la hauteur de solide, A [cm^2] est l'aire de la section de l'éprouvette, V_s [cm^3] est le volume de solide, M_d [kg] est la masse sèche, D_r [-] est la densité relative des grains et ρ_w [g/cm^3] est la masse volumique de l'eau.

La masse sèche a été évaluée au montage de l'essai selon l'équation 3.8 ($M_{d\ \text{Montage}}$) et à nouveau au démontage après le séchage de l'éprouvette ($M_{d\ \text{Démontage}}$). La différence entre les deux masses variait entre 0,2% et 5% (Annexe K). Une valeur de masse sèche moyenne a été utilisée pour le calcul de l'indice des vides.

$$M_{d\ Montage} = \frac{M_{T\ Montage}}{1 + w_{Montage}} \tag{3.8}$$

Les valeurs du coefficient de consolidation, c_v, [cm^2/s] ont été déterminées avec les méthodes de Casagrande (équation 2.33) et de Taylor (équation 2.34) à partir des lectures de tassement enregistrées par le capteur LVDT (Novotechnic T50, précision ±0,1%). L'enregistrement de chaque palier comporte une phase de tassement quasi instantané (très rapide) suivi d'une phase de consolidation progressive du sol (figure 3.2a). Les coefficients de consolidation, c_v, ont donc été déterminés à partir des tassements différés, sans prendre en compte la phase quasi-instantanée (figure 3.2 B). Les figures 3.2 et 3.3 présentent respectivement un exemple d'application des méthodes de Casagrande et de Taylor pour le calcul du temps correspondant à un degré de consolidation de 50%, $t_{50\%}$, et du temps correspondant à un degré de consolidation de 90%, $t_{90\%}$. Ces coefficients sont liés à c_v selon les équations 2.33 et 2.34.

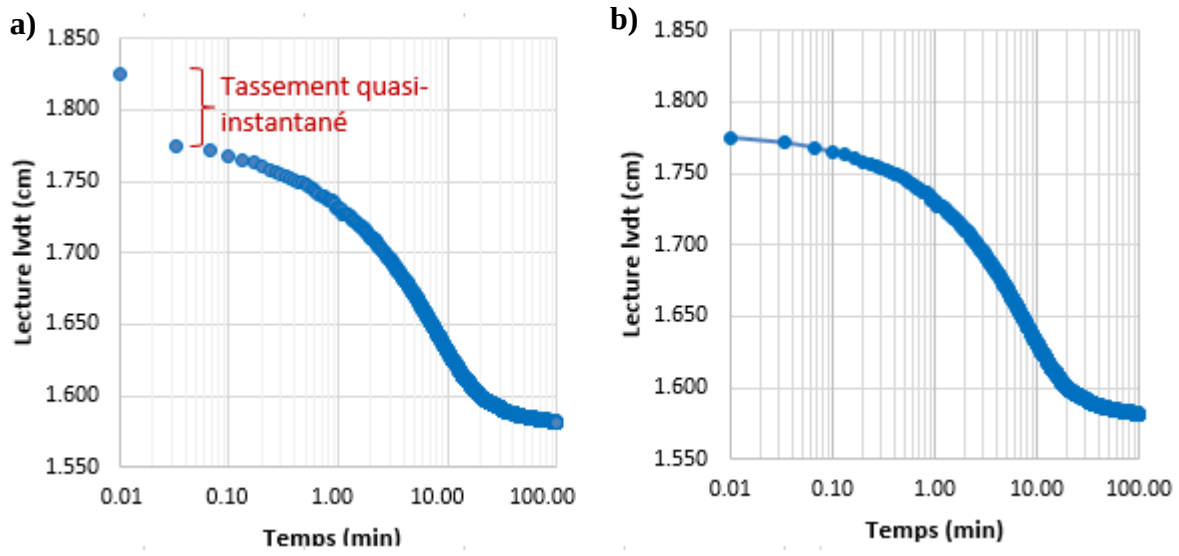


Figure 3.2: Exemple de tassement mesuré au LVDT en fonction du temps (a) avec la phase de tassement quasi-instantané et (b) sans la phase de tassement quasi-instantané ; données du palier 4 de l'essai de consolidation B (données enregistrées toutes les 2 secondes = 0,33 min).

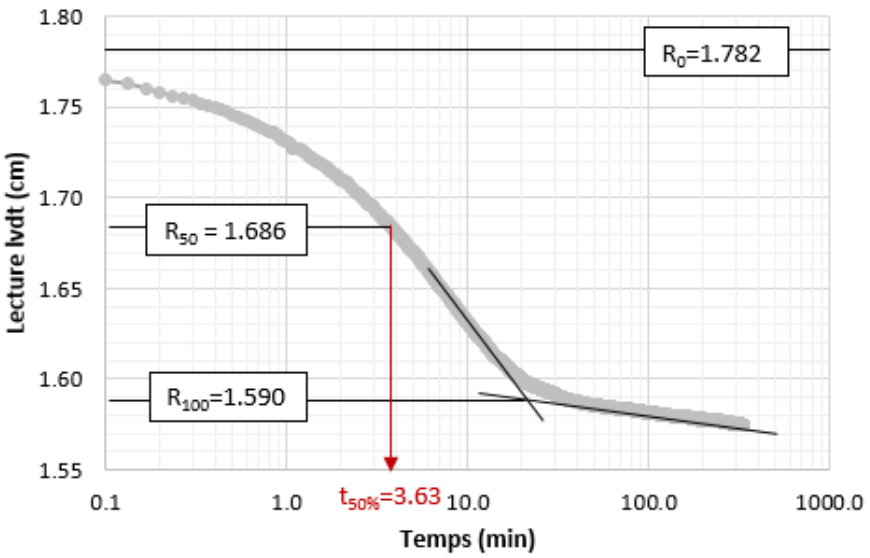


Figure 3.3: Exemple de détermination de la valeur de $t_{50\%}$, par la méthode de Casagrande (R_X est la lecture du LVDT correspondant à un degré de consolidation de X%) ; données du palier 4 de l'essai de consolidation B.

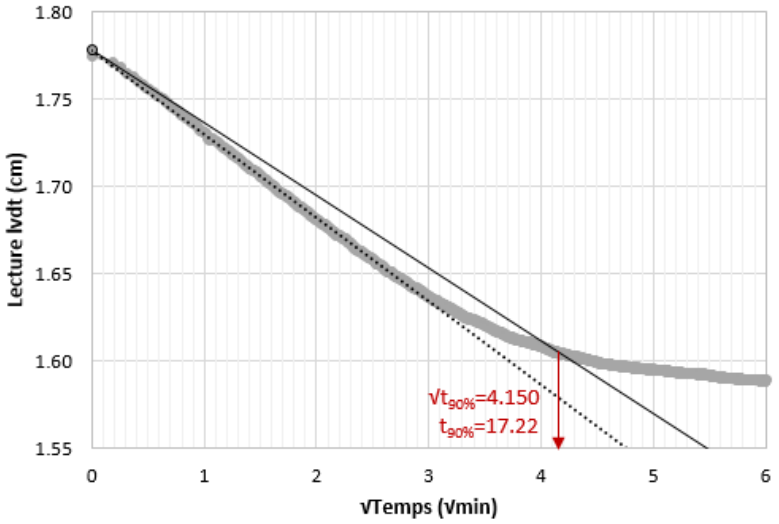


Figure 3.4: Exemple de détermination de la valeur de $t_{90\%}$ par la méthode de Taylor; données du palier 4 de l'essai de consolidation B.

3.1.3 Conductivité hydraulique saturée

La conductivité hydraulique saturée, k_{sat} [m/s], des résidus miniers a été mesurée au laboratoire au moyen de deux essais de perméabilité à charges variables dans une cellule triaxiale à parois flexibles. Les essais ont été réalisés selon la méthode C de la norme ASTM D5084-16a (2016).

L'éprouvette a été compactée manuellement dans un moule, recouvert d'une membrane flexible, puis placé dans la cellule triaxiale (ASTM D5084-16a) (figure 3.5). Une contre-pression de 650 kPa a été appliquée par paliers. On a ensuite appliqué un écoulement d'eau désaérée dans l'échantillon du bas vers le haut pour augmenter son degré de saturation, S_r [%].

Le degré de saturation final de l'échantillon a été mesuré au démontage de l'essai après le séchage de l'éprouvette (ASTM D5084-16a). Le degré de saturation a également été évalué pendant l'essai en mesurant les volumes d'eau entrants et sortants de l'éprouvette (de volume connu) lors de l'augmentation de la contre-pression (ASTM D5084-16a).

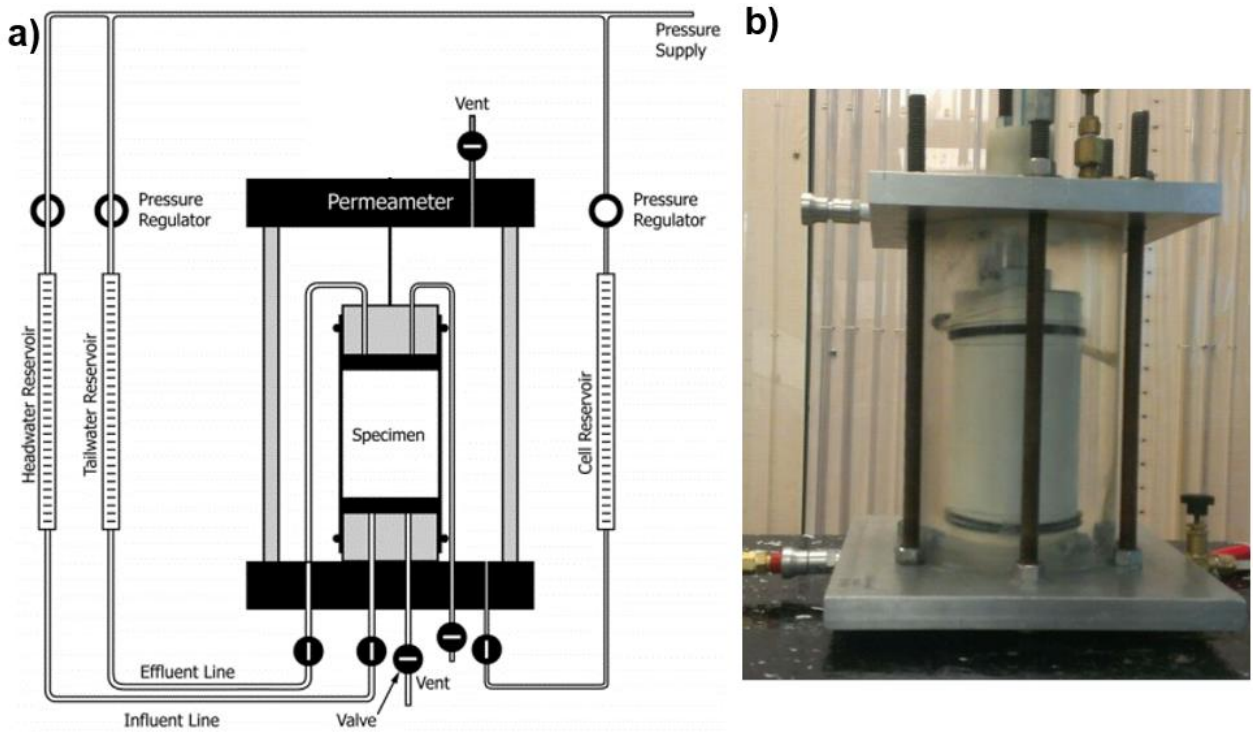


Figure 3.5: (a) Schéma du montage utilisé pour la mesure de la conductivité hydraulique saturée selon la méthode C (adapté de ASTM D5084-16a) ; (b) Photo du montage utilisé en laboratoire (diamètre de l'éprouvette ≈ 7.2 cm).

La conductivité hydraulique saturée a aussi été estimée à l'aide des modèles prédictifs de Kozeny-Carman (Chapuis et Aubertin, 2003) et Kozeny-Carman Modifié (Mbonimpa et al., 2002), et celles-ci ont été comparées aux résultats obtenus au laboratoire. Ces modèles sont présentés à la section 2.2.1 (équations 2.3 et 2.6).

3.1.4 Courbe de rétention d'eau

La courbe de rétention d'eau (CRE) a été obtenue à partir d'essais en cellule Tempe et en cellule de pression (pressure plate) (figure 3.6). Les deux types d'essais ont été réalisés selon la norme ASTM D6836-02 (ré approuvée en 2008). Deux essais en cellule Tempe avec chacun dix paliers de pression allant de 0 kPa à 175 kPa et deux essais en cellule de pression avec chacun sept paliers, allant de 15 kPa à 800 kPa ont été réalisés. Le modèle descriptif de Fredlund et Xing (1994), présenté au chapitre 2 (section 2.2.3.1), a été utilisé pour obtenir les paramètres de la CRE (lissée) à partir des résultats expérimentaux. La CRE a aussi été estimée à l'aide du modèle prédictif de Kovacs Modifié (MK) (Aubertin et al., 2003) présenté au chapitre 2 (section 2.2.3.2) et comparée aux résultats de laboratoire.

Les éprouvettes utilisées pour les tests en cellule Tempe ont été saturées à l'aide des essais en cellules triaxiales présentés à la section 3.1.3.

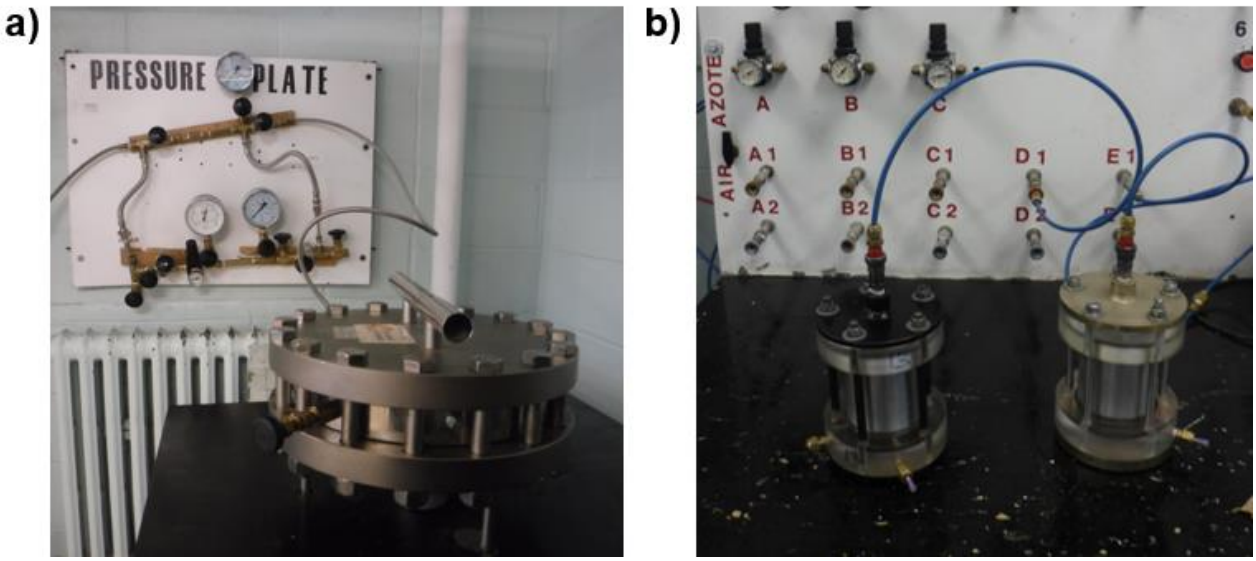


Figure 3.6: (a) Cellule de pression ; (b) Cellules Tempe.

Les échantillons utilisés pour préparer les éprouvettes pour les tests en cellule de pression ont été déposés sous forme de pulpe sur la membrane filtre, ce qui permet de travailler avec des indices des vides plus élevés et plus représentatifs des conditions de terrain. Le degré de saturation a été calculé à partir de la teneur en eau et de l'indice des vides de chaque éprouvette.

3.2 Instrumentation du parc à résidus de la mine Canadian Malartic

Une campagne de forage a eu lieu de juillet à août 2016 afin d'installer des instruments de mesure dans le parc à résidus de la mine CM, à proximité de la digue Ouest qui constitue une inclusion de roches stériles (figure 3.7).

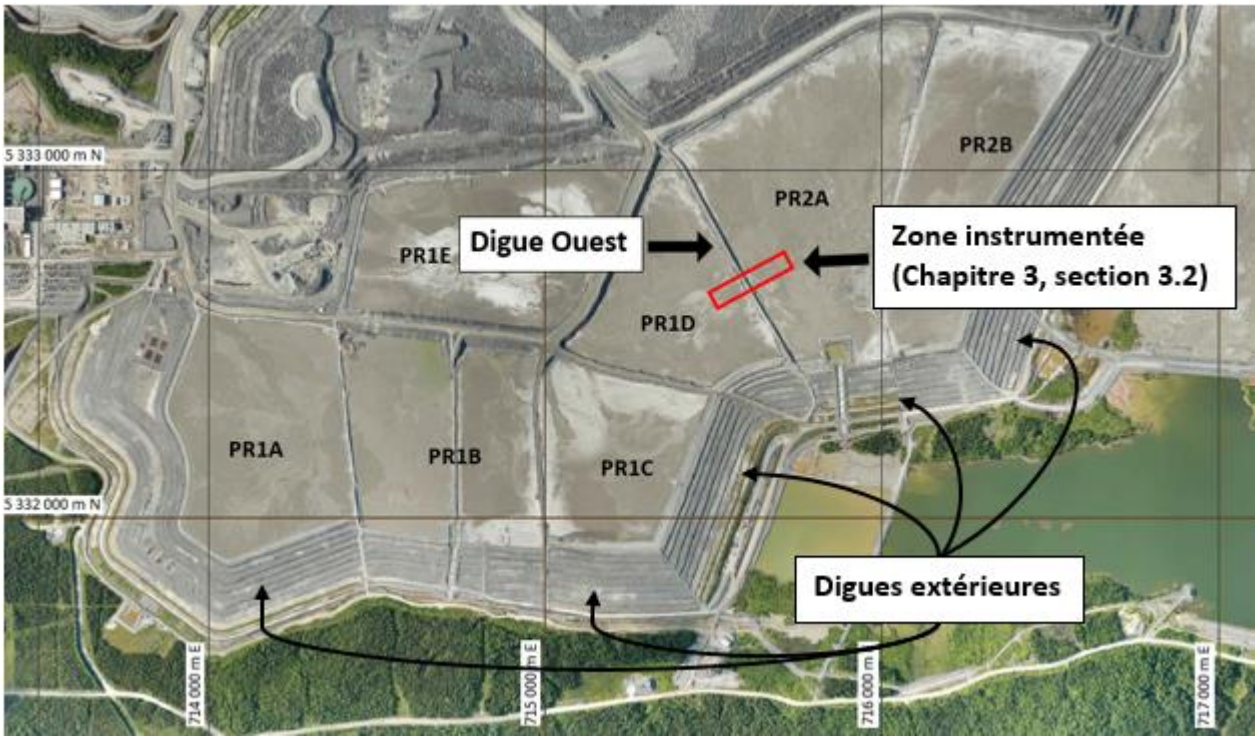


Figure 3.7: La digue Ouest, les bassins de déposition des résidus PR1A à PR2B et la zone instrumentée pour le projet RDC-Inclusions sur le parc à résidus de la mine CM (photo prise en juin 2017 par la mine Canadian Malartic).

Lors de cette campagne menée pour le projet RDC-Inclusions (James et al., 2018), huit forages (avec échantillonnage) ont été réalisés sur le site (figure 3.9). Des instruments ont été installés dans les forages PZ-IRME-05, PZ-IRME-06, PZ-IRME-07, PZ-IRME-08, PZ-IRME-09 et PZ-IRME-10. Une plateforme de roches stériles a été mise en place pour servir de voie d'accès à la foreuse (figure 3.10). Les rapports de forages sont présentés à l'Annexe B.

Dix-huit piézomètres à corde vibrante et quatorze sondes de mesure de la teneur en eau volumique, de la conductivité électrique et de la température ont été installés dans six forages (campagne de forage de l'été 2016). En plus, neuf sondes de potentiel hydrique pour mesurer la succion ont été installées proche de la surface dans les résidus miniers (environ 20 cm sous la surface). Le positionnement des instruments dans les différents forages est présenté à la figure 3.8. Les coordonnées exactes des piézomètres et des sondes de teneur en eau sont présentées à l'Annexe C. Les résultats mesurés sont enregistrés via des systèmes d'acquisition automatique de données toutes les 6 heures. Les résultats disponibles seront présentés au chapitre 4.

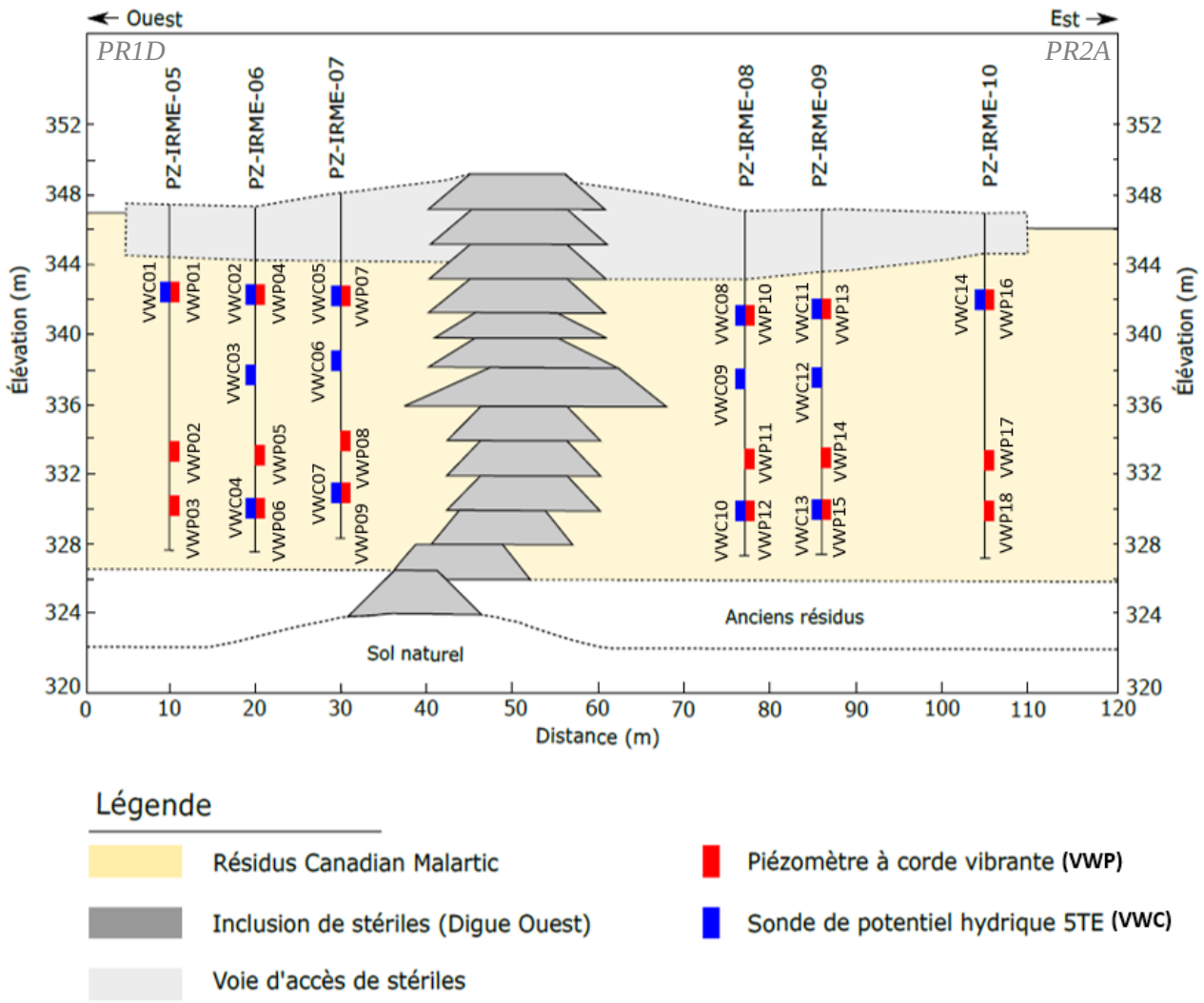


Figure 3.8: Présentation en coupe des instruments installés dans les forages PZ-IRME-05 à PZ-IRME-10 (dimensions approximatives ; stratigraphie : Golder, 2016).

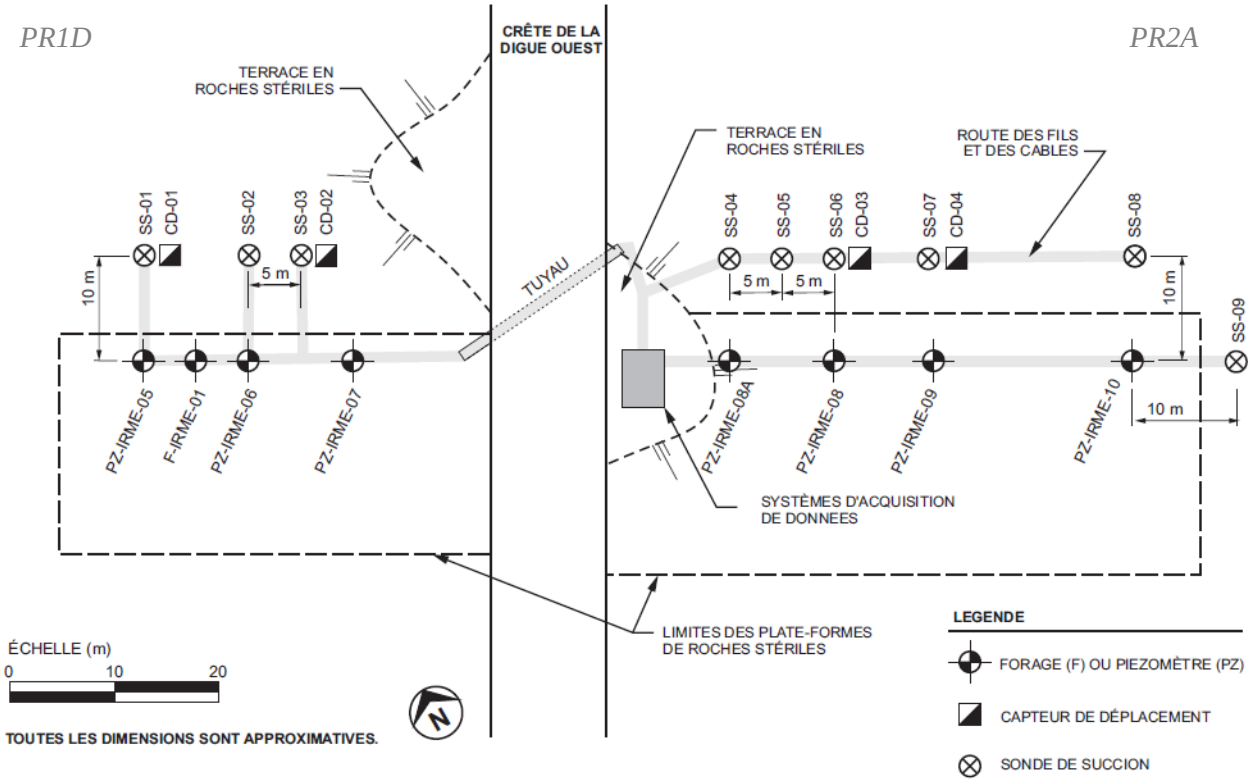


Figure 3.9: Plan d'instrumentation tel que construit (James et al., 2018).

Figure 3.10: Photo de la voie d’accès en roches stériles sur le bassin de résidus minier PR1D à proximité de l’inclusion Digue Ouest.

3.2.1 Piézomètres à corde vibrante (VWP)

Les piézomètres à corde vibrante (Vibrating Wire Piezometer, VWP) sont composés d'un fil attaché à un diaphragme en contact avec l'eau du milieu. Un courant électrique est généré dans le fil. Sa fréquence est fonction de la tension dans le fil qui, elle-même varie avec le déplacement du diaphragme qui se déforme proportionnellement à la pression d'eau (RSTInstruments, 2013). Ces piézomètres permettent donc de mesurer les pressions interstitielles, u [kPa].

Un total de dix-huit piézomètres à corde vibrante (modèle VW2100 de la compagnie RST Instrument) a été installé dans les différents forages à différentes profondeurs (figure 3.8). Ces instruments permettent la mesure des pressions d'eau jusqu'à 700 kPa. Ils contiennent un thermistor permettant également de mesurer les températures, T [°C], entre – 40 °C et + 60 °C (RSTInstruments, 2013).

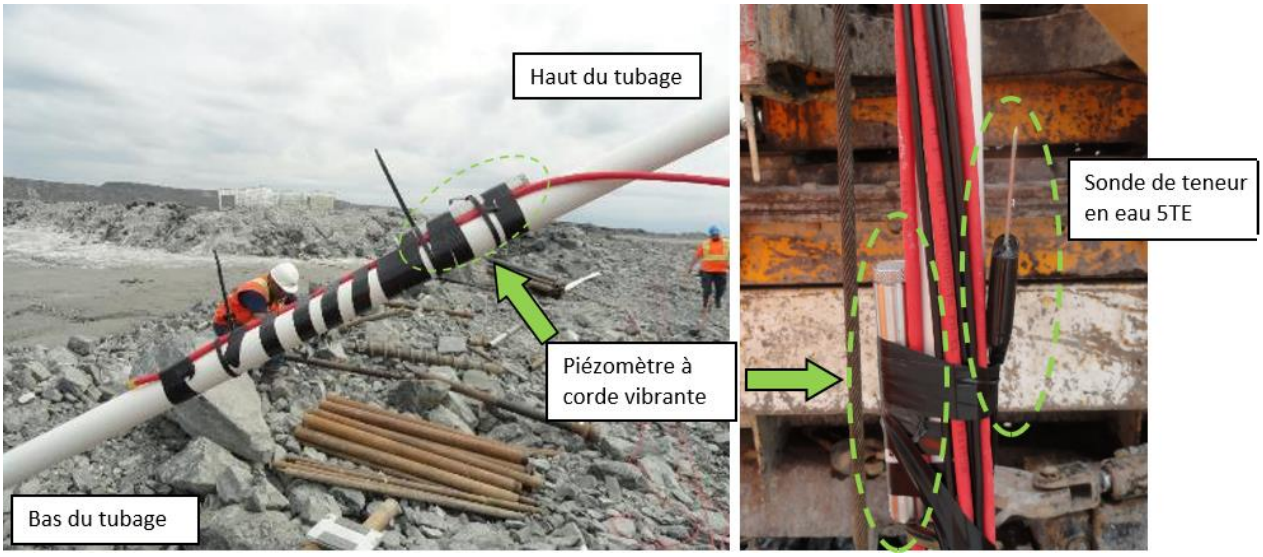


Figure 3.11: Fixation d'un piézomètre à corde vibrante et d'une sonde de mesure de teneur en eau volumique sur un tube de PVC qui est ensuite introduit dans un trou de forage.

Les pierres poreuses protégeant les diaphragmes ont été saturées pendant au moins 24 heures avant l'installation des piézomètres. Plusieurs lectures manuelles ont été prises afin de calibrer les instruments (lecture à l'air libre, lecture après saturation, lecture après installation, etc.). Les mesures ainsi que la calibration des sondes sont présentées à l'Annexe D.

Une fois les pierres poreuses saturées, les piézomètres ont été fixés (la tête vers le haut) sur des tubes de PVC à des emplacements prédéterminés (figure 3.11). Les tubes ont ensuite été introduits dans les différents trous de forage.

3.2.2 Sondes de mesure de la teneur en eau volumique

Les sondes de mesure de la teneur en eau volumique utilisent le champ électromagnétique pour calculer la permittivité diélectrique du sol, ε_a [-] (Decagon, 2016a). Ces permittivités ont été converties en teneurs en eau, θ [m^3/m^3], après une calibration de l'appareil au laboratoire (Annexe E). Les sondes de teneur en eau volumique permettent aussi de mesurer la conductivité électrique, *EC* [dS/m], grâce à l'application d'un courant alternatif électrique entre deux électrodes et de mesurer la température, *T* [°C], avec un thermistor. Un total de quatorze sondes de mesure de la teneur en eau volumique de type 5TE (Decagon Devices) a été installé dans les différents trous de forages à différentes profondeurs (figure 3.8). Ces sondes permettent la prise de mesure entre - 0°C et + 50°C, avec une résolution de 0,0008 m^3/m^3 et 0,1 °C et une exactitude de ± 0,02 m^3/m^3 et ± 1°C respectivement pour la teneur en eau volumique et la température (Decagon, 2016a).

Les sondes 5TE ont été fixées (la tête vers le haut) à des emplacements prédéterminés sur les tubes de pvc avec les piézomètres à corde vibrante (figure 3.11). Les tubes ont ensuite été introduits dans les trous de forage.

Les sondes de mesure de la teneur en eau ont aussi été utilisées pour estimer l'indice des vides, *e*. Dans un matériau saturé, Sr est constant et égal à 100%; les sondes de teneur en eau volumique permettent théoriquement d'estimer la variation de l'indice des vides des résidus saturés (Saleh-Mbemba et Aubertin, 2018) :

$$e = \frac{\theta}{1 - \theta} \tag{3.9}$$

3.2.3 Sondes de mesures du potentiel hydrique (sondes de succion)

Un total de douze sondes pour la mesure du potentiel hydrique de type MPS-6 (Decagon Devices) a été installé dans les résidus, 20 cm sous la surface (élévation d'environ 347 m), selon le plan présenté à la figure 3.9. Les sondes de type MPS sont composées d'un capteur de teneur en eau volumique et d'un substrat ayant une courbe de rétention d'eau connue. La succion dans le substrat

s'équilibre avec celle du sol environnant après l'installation des sondes dans le matériau. La sonde qui mesure la teneur en eau mesurée permet d'évaluer la succion (kPa) à partir de la courbe de rétention d'eau connue (Decagon, 2016b).

Les sondes MPS6 installées sur le parc à résidus peuvent mesurer des succions entre -9 et -100 000 kPa. La précision des capteurs est cependant limitée (±10%), en particulier pour les faibles succions. De plus, les mesures de succion enregistrées à des températures inférieures à 0°C ne sont pas représentatives (Decagon, 2016b). La précision pour des succions supérieures à 100 kPa n'est pas indiquée par le fabricant (Decagon, 2016b).

3.3 Modélisation numérique

Les analyses numériques ont été réalisées avec le code SIGMA/W (Geo-Slope International, 2016), qui utilise la méthode des éléments finis. SIGMA/W permet notamment de simuler le processus de consolidation d'un sol ou de résidus miniers au moyen d'analyses couplées contraintes-pressions interstitielles. La capacité du code SIGMA à simuler le comportement en consolidation d'un matériau conventionnel (argile) a été démontrée comme prérequis à l'étude (Annexe O). SIGMA a également été validé et utilisé au cours d'analyses similaires (e.g. El Mkadmi 2012; Jaouhar 2012; L. Bolduc, 2012; Pedroni, 2012;). Les modèles de comportement élastique linéaire (EL, section 2.4.2.1), elasto-plastique (EP) basé sur le critère de Mohr-Coulomb (section 2.4.2.2) et de Cam Clay modifié (CCM, section 2.4.2.3) sont inclus dans le code et ont été utilisés pour les analyses numériques présentées dans ce mémoire.

Deux séries de simulations ont été réalisées dans le cadre de cette étude. La première série de simulations (simulations préliminaires, SP) visait à évaluer la capacité du logiciel SIGMA/W à reproduire le comportement des résidus miniers soumis aux essais de compression en colonne au laboratoire (tableau 3.2). La seconde série de simulations vise à évaluer le comportement des résidus miniers dans un parc à proximité d'une inclusion de roches stériles (IRS) sous différentes conditions (tableau 3.3) Les modèles numériques utilisés (taille du maillage, conditions initiales, conditions frontières, etc.) pour les différents cas sont présentés plus en détail aux chapitres 5 et 6.

Tableau 3.2: Description sommaire des simulations préliminaires SP (modèles EP et CCM).

Analyse	Description	Modèle de comportement	Élévation de la nappe	Résultats expérimentaux correspondants
SP1 SP1-1 SP1-2	Essai de compression sur des résidus miniers saturés	CCM EP	Sommet du modèle Sommet du modèle	Essai B (section 4.2)
SP2	Essai de compression sur des résidus miniers saturés et non-saturés	EP	Variable	Essai 13 (Essayad (2015))

Tableau 3.3: Description des simulations du comportement des résidus miniers à proximité d'une inclusion de roches stériles (IRS) (modèles EP et CCM).

Analyse	Description	Modèle de comportement	Fréquence et taille des rehaussements	Élévation de la nappe	Présence d'un tapis drainant
IRS-CB	Cas de base	EP	1 x 3 m/an	Sommet du modèle	Non
IRS-CCM	Utilisation du modèle CCM	CCM	1 x 3 m/an	Sommet du modèle	Non
IRS-Epaisseur IRS-1,5m IRS-1,0m	Variation de l'épaisseur des rehaussements	EP EP	2 x 1,5 m/an 3 x 1 m/an	Sommet du modèle Sommet du modèle	Non Non
IRS-Unsat.	Variation de la position de la nappe phréatique	EP	1 x 3 m/an	z = 326 m (x=0 à 110m)	Non
IRS-Drain	Présence d'un tapis drainant sous les résidus (*z* = 325 à 326 m)	EP	1 x 3 m/an	Sommet du modèle	Oui

CHAPITRE 4 RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX ET DONNÉES DE TERRAIN

Ce chapitre présente les résultats des différents essais de caractérisation effectués en laboratoire sur les résidus de la mine CM (échantillons prélevés en juin 2016). Ce chapitre présente aussi les caractéristiques mesurées en place dans les résidus miniers (teneurs en eau volumique, pressions interstitielles, succions et températures) à proximité d'une inclusion drainante pendant l'opération du parc à résidus. On présente aussi des observations visuelles de la déposition, avec l'effet du drainage et de la consolidation des résidus miniers dans le parc à résidus à proximité d'une inclusion de roches stériles.

4.1 Propriétés de base des résidus

Les résidus miniers ont été caractérisés en laboratoire afin d'évaluer la teneur en eau initiale, la densité relative des grains, la courbe granulométrique, les limites d'Atterberg, la courbe de compaction, la conductivité hydraulique saturée, les propriétés de consolidation et la courbe de rétention d'eau. La méthodologie des différents essais est présentée au chapitre 3. Les propriétés de bases des résidus échantillonnés en juin 2016 ont été mesurées en partenariat avec Archambault-Alwin (2017), Opris (2017) et Grimard (2018).

La teneur en eau massique moyenne, w [%], des résidus après l'homogénéisation des barils 3 et 4 (barils utilisés pour cette caractérisation) était de 79% et la densité de la pulpe ($P_{\%} = \frac{1}{1+w} * 100$) était de 56%. Les teneurs en eau et les densités de pulpe étaient très similaires d'une chaudière à l'autre (écart type de 1,5% pour 27 essais). Typiquement, la densité de pulpe des résidus CM à la sortie de l'usine est d'environ 65%, ce qui est supérieur à la densité de pulpe des résidus des barils 3 et 4.

Les mesures de densité relative des grains, D_r [-], (quatre triplicatas) réalisées sur les résidus de quatre chaudières (chaudières A, B, C et D) (norme ASTM D854-14) ont donné une valeur de D_r moyenne de 2,71 (tableau 4.1). Cette valeur se retrouve dans l'intervalle de densités relatives attendu pour une mine d'or québécoise (e.g. Bussière, 2007). Elle est légèrement inférieure aux densités relatives obtenues pour des résidus de la mine CM par L. Bolduc (2012), Contreras (2013), Doucet et al. (2015) et Essayad (2015) qui avaient respectivement mesuré des valeurs D_r de 2,75,

2,73, 2,74 et 2,76. Ces écarts peuvent être dus à des variations de la minéralogie de la roche (minerai).

L'indice des vides moyen, e [-], des résidus saturés et homogénéisés à la sortie des barils ($e=D_r*w_{sat}$) était de 2,15 en supposant que les résidus étaient entièrement saturés (S_r = 100%). La teneur en eau volumique moyenne, θ [-], des résidus à la sortie des barils (en considérant les résidus saturés à 100%) est de 68% ($\theta = n$).

Tableau 4.1: Densité relative des grains, *Dr*, des résidus miniers des chaudières A, B, C et D.

	Min	**Max**	**Moyenne**
Chaudière A	2,70	2,71	2,70
Chaudière B	2,70	2,73	2,72
Chaudière C	2,69	2,72	2,71
Chaudière D	2,69	2,72	2,71
Moyenne			**2,71**

Un total de dix courbes granulométriques a été obtenu sur les résidus CM des chaudières A, B, C et D (voir figure 4.1). Les valeurs moyennes du diamètre des grains correspondant à 10% et 60% passant (D_{10} et D_{60}) sont de 0,0033 et 0,039 mm, le coefficient d'uniformité (C_U) est entre 10,8 et 12,5 et les pourcentages moyens de particules de diamètre inférieur à 75 µm et 2 µm sont de 78% et de 7,6 % (tableau 4.2). Les courbes granulométriques des différentes chaudières étaient très similaires (différences < 5%), ce qui montre que les résidus ont bien été homogénéisés et que les différents barils contenaient le même résidu.

Ces résultats indiquent une granulométrie plus grossière que celle des résidus CM caractérisés par L. Bolduc (2012), Contreras (2013) et Essayad (2015). Leurs analyses granulométriques indiquent des pourcentages de particules fines (taille inférieure à 75 µm) entre 90 et 98 %. Les analyses granulométriques de Doucet et al. (2015) sont plus proches des celles obtenues ici (82% passant 75 µm). L'évolution des courbes granulométriques entre les différentes études peut être expliquée par un changement dans les procédés à l'usine de concentration (et peut-être aussi au niveau de la minéralogie).

Les caractéristiques granulométriques moyennes des résidus CM se retrouvent dans les intervalles attendus pour une mine d'or en roche dure (p.ex. Vick, 1990; Bussière, 2007).

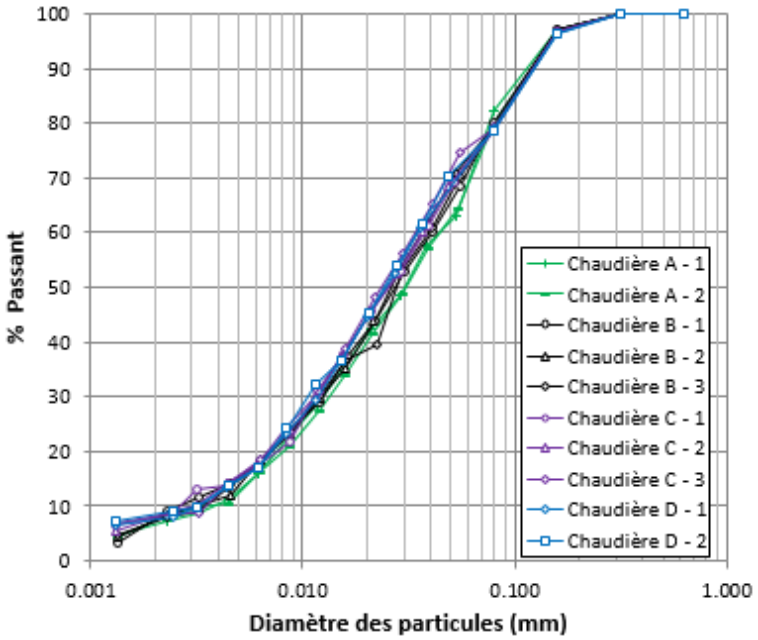


Figure 4.1: Courbes granulométriques des résidus miniers CM.

Tableau 4.2: Caractéristiques granulométriques des résidus miniers CM.

	D_{10} (mm)	D_{60} (mm)	C_U (-)	d < 75 µm	d < 2 µm
Chaudière A	0,0036	0,045	12,3	79%	7,0%
Chaudière B	0,0031	0,039	12,5	78%	7,5%
Chaudière C	0,0031	0,036	11,8	77%	8,0%
Chaudière D	0,0032	0,035	10,8	77%	8,0%
Moyenne	0,0033	0,039	11,9	78%	7,6%

Des courbes granulométriques complémentaires, mesurées avant et après certains essais de caractérisation, sont présentées à l'Annexe F. Les courbes granulométriques complémentaires sont toutes semblables aux granulométries présentées dans cette section.

Ces résidus miniers sont non-plastiques, et il n'a pas été possible de déterminer les limites d'Atterberg (limites de liquidité et de plasticité) selon les procédures décrites dans la norme ASTM D4318-10 (corrigée en janvier 2014). Selon l'United Soil Classification System (USCS), le résidu CM correspond à un silt sableux de faible plasticité (ML).

La teneur en eau optimale, w_{opt}, pour la densité maximale des résidus obtenue suite à deux essais de compactage de type Proctor Modifié (ASTM D1556-12 corrigée en 2015) se situait autour de

13%, pour une densité sèche, ρ_{dmax}, proche de 1850 kg/m^3 et un indice des vides, *e*, de 0,46 (figure 4.2). Ces valeurs se situent dans les intervalles rapportés par Bussière (2007), soit une teneur en eau optimale variant entre 10 et 20 % et une masse volumique sèche entre 1490 et 2050 kg/m^3.

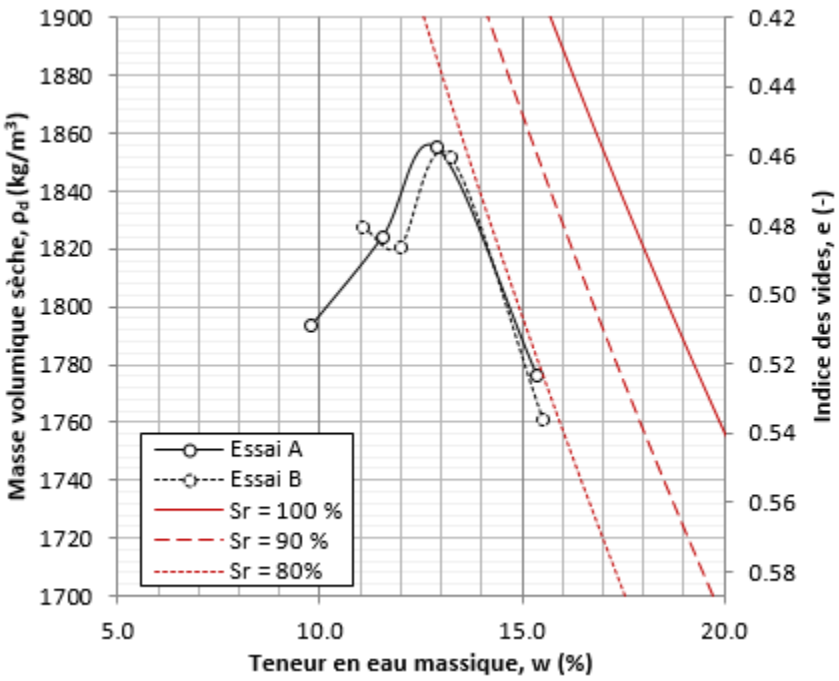


Figure 4.2: Courbes de la relation entre la masse volumique sèche, ρ_d, l'indice des vides, *e*, et la teneur en eau massique, *w*, des résidus miniers CM suivant l'essai de compactage Proctor modifié.

Les essais Proctor modifiés réalisés sur des résidus CM par L. Bolduc (2012) et Contreras (2013) ont montré une teneur en eau optimale comprise entre 15,6% et 16,3%. Ces valeurs sont plus élevées que celles mesurées dans cette étude. Ils ont également mesuré une densité sèche maximale, $\rho_{d,max}$, comprise entre 1720 kg/m^3 et 1755 kg/m^3 et un indice des vides minimum, e_{min}, entre 0,55 et 0,60. Selon ces résultats, le matériau échantillonné en 2016 (cette étude) est plus dense après compactage.

4.2 Caractéristiques de consolidation des résidus

Trois essais de compression (essais A, B et C) ont été réalisés sur des résidus miniers saturés déposés hydrauliquement dans une colonne de plexiglas selon la méthodologie décrite par Essayad

(2015) (section 3.1.2; voir aussi Annexe A). Les trois éprouvettes avaient une teneur en eau initiale, w_0, de 36,9, 33,2 et 36,0%, un indice des vides initial, e_0, de 1,03, 0,88 et 0,97; leur degré de saturation initial, S_{r0}, était de 98%, 105% et 102% (obtenu à partir de mesures des masses et des volumes). La hauteur totale initiale, H_0, était de 19,2, 19,0 et 16,6 cm (tableau 4.3).

Tableau 4.3: Conditions initiales des éprouvettes soumises aux essais de compression en colonne sur les résidus miniers saturés de la mine CM.

	Hauteur initiale H_0 [cm]	**Teneur en eau initiale w_0 [%]**	**Indice des vides initial e_0 [-]**	**Degré de saturation initial Sr_0 [%]**	**Contrainte verticale maximale [kPa]**	**Nombre de paliers de chargement**
Essai A	19,2	36,9	1,03	98	420,1	14
Essai B	19,0	33,2	0,88	105[a]	358,5	12
Essai C	16,6	36,0	0,97	102[a]	373,0	11

[a] Les degrés de saturation > 100% (en apparence) peuvent être expliqués par l'incertitude des mesures des hauteurs au laboratoire

Des analyses granulométriques complémentaires ont été réalisées avant et après l'essai de compression C. Une granulométrie a été réalisée sur des résidus prélevés avant la déposition des résidus miniers (après l'humidification des résidus, mais avant la saturation dans la cellule de Poncelet) et trois autres ont été réalisées après l'essai de compression (échantillons prélevés au sommet, au milieu et à la base de l'éprouvette lors du démontage). Les courbes granulométriques obtenues (Annexe F) étaient semblables, ce qui confirme que la méthode de déposition utilisée n'entraîne pas de ségrégation dans l'éprouvette.

4.2.1 Pressions interstitielles, *u*

Les pressions interstitielles ont été mesurées durant les essais à l'aide de tensiomètres (Omega PX243A-15BG) à trois élévations différentes, soient à 2, 8,5 et 15 cm de la base de l'éprouvette (figure 4.3). La calibration des tensiomètres est présentée à l'Annexe G.

La figure 4.4 présente un exemple typique des pressions d'eau mesurées par les tensiomètres pendant un palier de chargement (essai B – Palier 5; $\Delta\sigma$ = 37,71 kPa; intervalle de temps des mesures Δt = 2 secondes). Toutes les mesures de pression d'eau, pour les trois essais de compression, sont présentées à l'Annexe I.

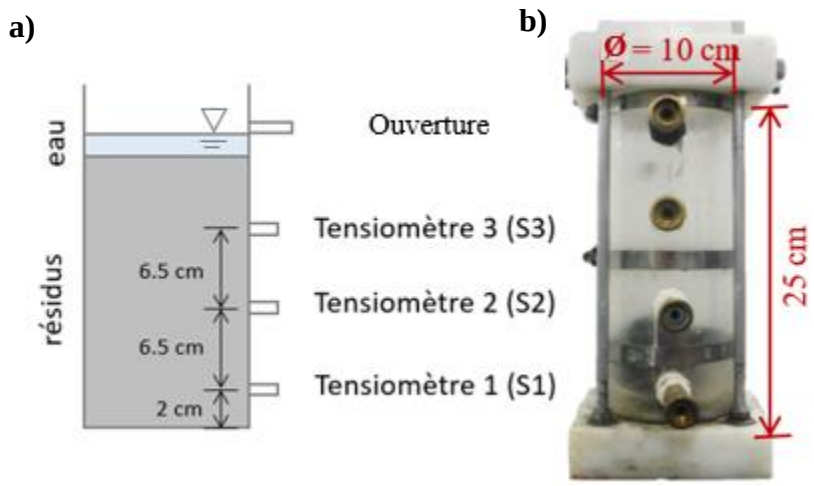


Figure 4.3: (a) Localisation des tensiomètres dans la colonne (pas à l'échelle); (b) Colonne instrumentée pour l'essai de compression, avec la position des tensiomètres indiquée par la présence des connecteurs métalliques.

Les résultats montrent une augmentation rapide des pressions d'eau, u, enregistrée par les trois tensiomètres après l'application du chargement $\Delta\sigma_v$ (37,71 kPa) (figure 4.4). Les tensiomètres S1, S2 et S3 ont mesuré une différence de pression Δu_{S1}, Δu_{S2}, et Δu_{S3} de respectivement 37,50 kPa, 26,13 kPa et 4,98 kPa. Le tensiomètre au bas de l'éprouvette (S1) a mesuré la plus forte augmentation de pression tandis que le tensiomètre le plus proche de la surface (S3) a enregistré la plus petite variation. Tous les tensiomètres ont ensuite enregistré une dissipation progressive des surpressions. Les surpressions Δu étaient dissipées à 50% (calculé selon l'équation 2.18) après 72 secondes, 84 secondes et 84 secondes et dissipées à 90% après 606 secondes, 628 secondes et 698 secondes pour les capteurs S1, S2 et S3 respectivement. Les tensiomètres S1, S2 et S3 ont enregistré des pressions d'eau finales stables (t = 3000 secondes) de 0,99 kPa, 0,70 kPa et 0,13 kPa après la dissipation des surpressions (pressions interstitielles hydrostatiques). La différence entre les valeurs de surpressions Δu_{S1}, Δu_{S2}, et Δu_{S3} enregistrées et l'augmentation de la contrainte verticale appliquée, $\Delta\sigma_v$, est discutée à la section 4.3.1.

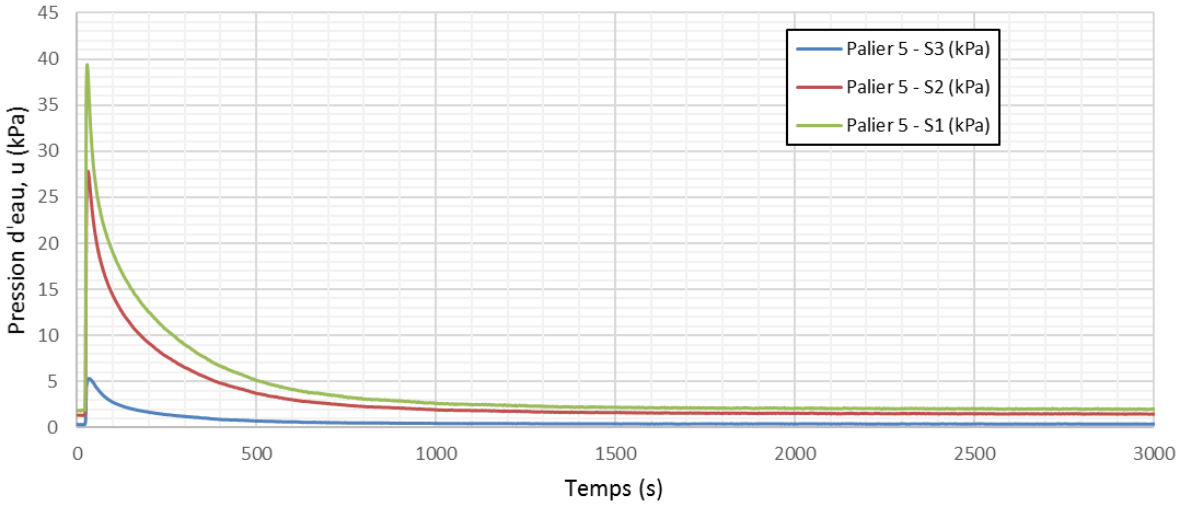


Figure 4.4: Exemple de mesures des pressions interstitielles, *u* (kPa) en fonction du temps pendant le palier de chargement 5 de l'essai de consolidation B enregistrées par les tensiomètres S1, S2 et S3.

4.2.2 Tassements

La hauteur initiale de chaque éprouvette, H_0, a été mesurée à l'aide d'une règle; elle était, respectivement, de 19,2, 19,0 et 16,0 cm pour les essais A, B et C (tableau 4.3). Les variations de hauteur de l'échantillon en fonction du temps pour chaque essai sont présentées aux figures 4.5, 4.6 et 4.7. La hauteur mesurée est devenue constante (plus de tassement mesurable) à la fin de chacun des paliers de chargement. Les diverses lectures de tassement prises par le LVDT sont présentées à l'Annexe J.

Il est à noter que le chargement mécanique (par le piston) débute à 24h dans la figure 4.7; avant cela, l'éprouvette se consolidait sous son poids propre et le LVDT n'a pas pu être utilisé pour mesurer les déplacements. Pour cette première étape, le tassement total a été mesuré à l'aide d'une règle à travers la paroi de la colonne de plexiglas.

La hauteur finale, H_f, des éprouvettes des essais de compression étaient de 15,53 cm, 16,52 cm et 15.20 cm (tassements totaux de 3,67 cm, 2,48 cm et 1,40 cm) pour les essais A, B et C respectivement. L'Annexe K présente le tassement pour chacun des paliers sous forme de tableau.

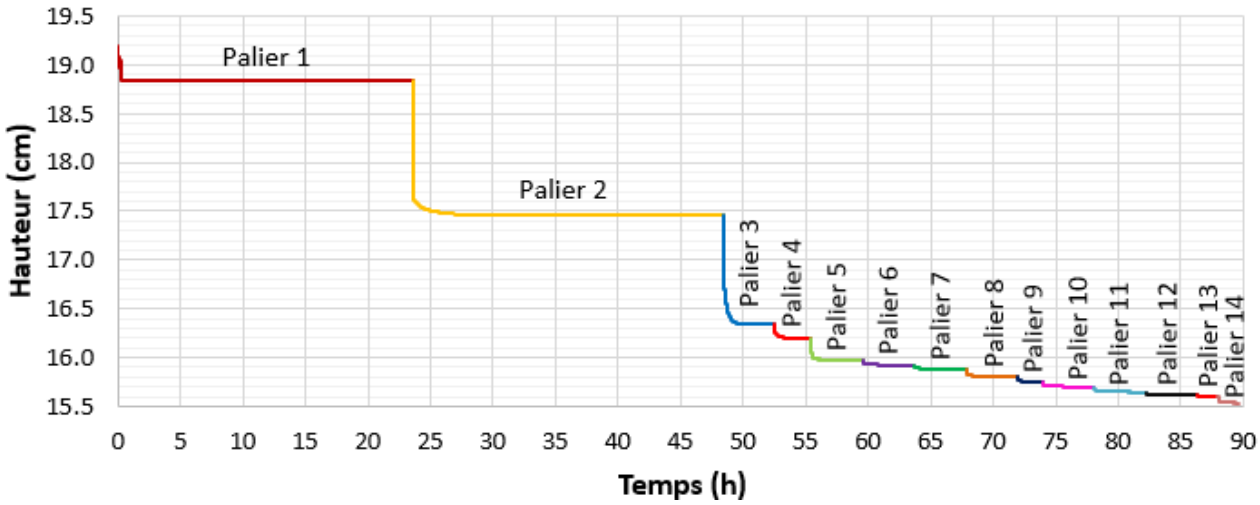


Figure 4.5: Hauteur de l'échantillon en fonction du temps pour l'essai de compression A (intervalle de temps des mesures, Δt = 30 secondes pour les paliers 1 et 2; Δt = 5 secondes pour les paliers 3 à 12; Δt = 2 secondes pour les paliers 13 et 14).

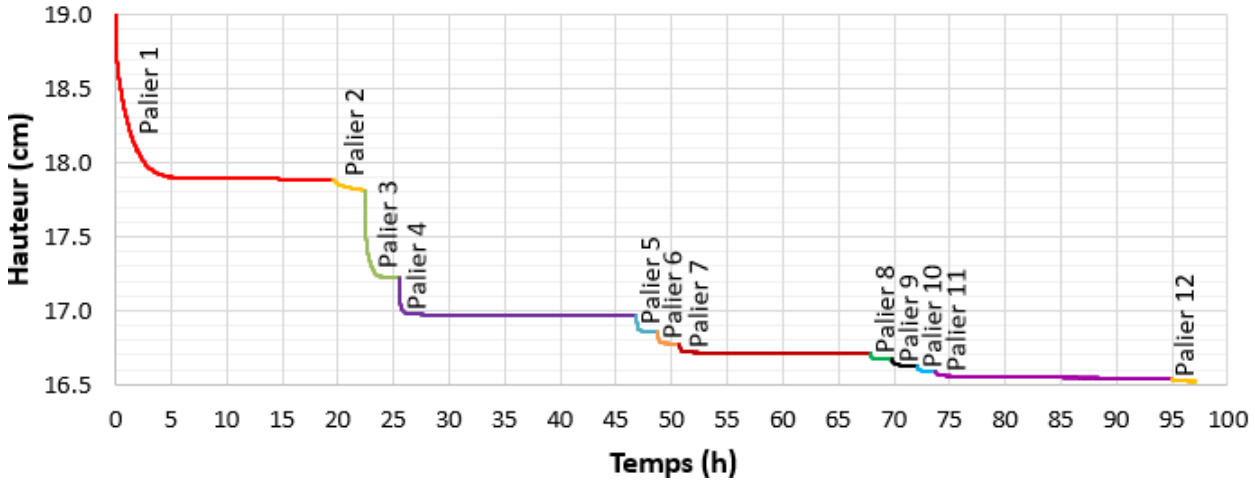


Figure 4.6: Hauteur de l'échantillon en fonction du temps pour l'essai de compression B (intervalle de temps des mesures, Δt de 2 secondes pour tous les paliers).

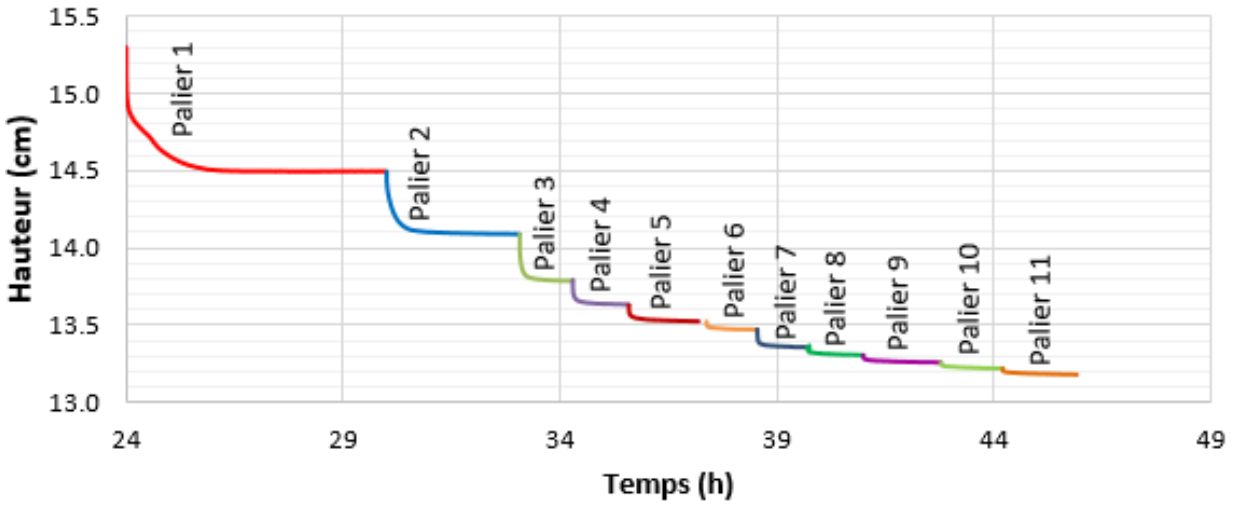


Figure 4.7: Hauteur de l'échantillon en fonction du temps pour l'essai de compression C (intervalle de temps des mesures, $\Delta t_{\text{initiaux}}$ = 1 seconde pour les paliers 1 à 10; $\Delta t_{\text{initiaux}}$ = 0,25 seconde pour le palier 11).

4.2.3 Indice des vides, e, indice de compression, C_c et coefficient de compressibilité, a_v

L'indice des vides, *e*, a été évalué à partir des équations 3.5 à 3.7 (ASTM D2435; Essayad 2015). La contrainte effective verticale, σ'_v, a été calculée au milieu (mi-hauteur) de l'éprouvette, en condition d'équilibre (une fois Δu dissipée) selon les équations 3.2 à 3.4. La contrainte due à la friction à la paroi de la colonne a été négligée dans le cadre de cette analyse (voir discussion à ce sujet à la section 4.3.2). Les valeurs d'indice des vides et de contraintes effectives verticales pour chacun des paliers des trois essais de compression, ainsi que les données nécessaires à leurs calculs, sont présentées à l'Annexe K. L'évolution des indices des vides moyens dans les éprouvettes en fonction de la contrainte effective au centre de l'échantillon (une fois Δu dissipée) est présentée à la figure 4.8.

L'indice de compression, C_c, peut être obtenu selon la différence d'indices des vides le long de la courbe de pression vierge sur un cycle logarithmique des contraintes (équation 2.20). Étant donné le caractère lâche du matériau déposé (indice des vides initial, e_0, de respectivement 1,03, 0,88 et 0,97 pour les essais A, B et C), les premiers paliers de chargement (σ'_v < 10 kPa) pourraient représenter une phase de transition entre la sédimentation et la consolidation (figure 4.8). Pour cette

raison, ils n'ont pas été considérés pour le calcul de l'indice de compression, C_c (figure 4.9). Les résultats des essais A, B et C ont permis de déterminer des valeurs de C_c de 0,066, 0,059 et 0,082, respectivement (figure 4.9, tableau 4.4).

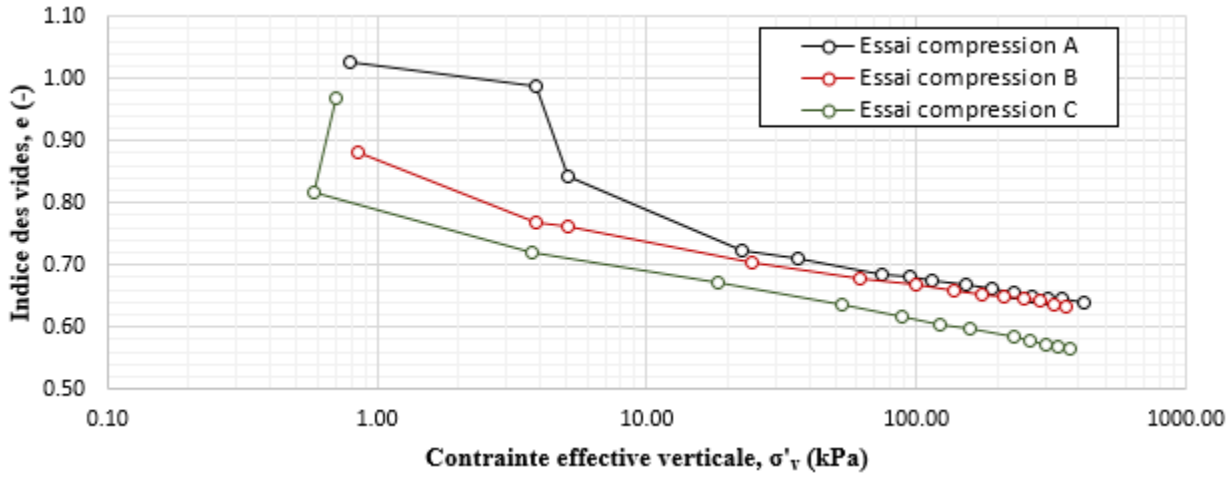


Figure 4.8: Indice des vides moyen, *e*, en fonction de la contrainte effective verticale, σ'_v (échelle semi-logarithmique) pour les essais de compression A, B et C (contraintes à l'équilibre (Δu = 0 kPa), au milieu des éprouvettes).

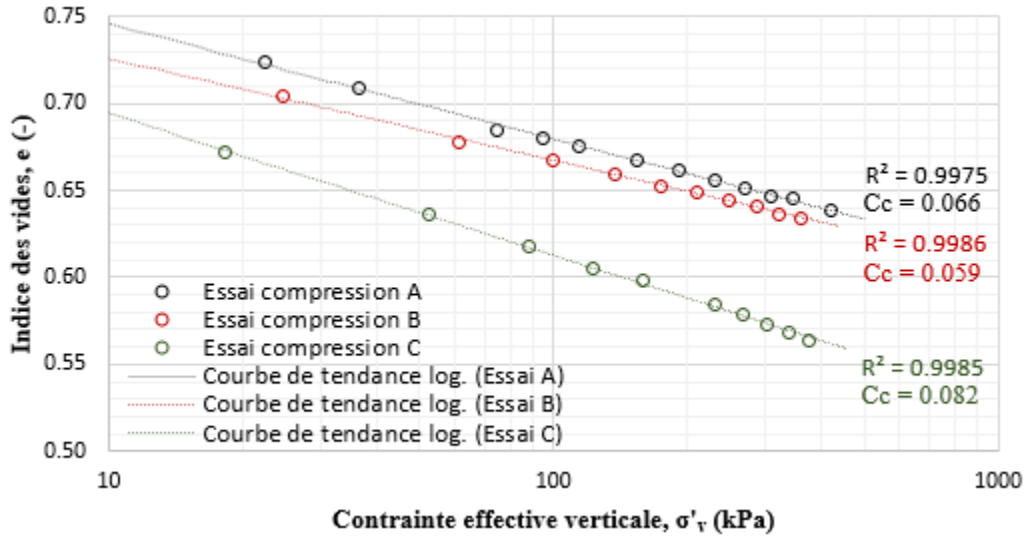


Figure 4.9: Indice des vides moyen, *e*, en fonction de la contrainte effective verticale, σ'_v (échelle semi-logarithmique, σ'_v>10 kPa); on présente aussi l'indice de compression, $C_c=\Delta e/\Delta \log\sigma'_v$, (pour σ'_v>10 kPa) pour les essais A, B et C (contraintes calculées à l'équilibre (Δu = 0 kPa), au milieu des éprouvettes).

À titre comparatif, les valeurs de C_c obtenues par Grimard (2018) suite à dix essais de compression menés en cellule triaxiale avec une phase préliminaire de consolidation isotrope sur des résidus miniers de la mine CM (provenant des mêmes barils que ceux utilisés pour nos essais A, B et C) se situent entre 0,032 et 0,087 pour des valeurs de *e* entre 0,52 et 0,64. Les valeurs de C_c mesurées dans la présente étude (de 0,059 à 0,082) se situent dans cet intervalle. Essayad (2015) a obtenu des valeurs de C_c au moyen de sept essais de compression comprises entre 0,077 et 0,1 (e entre 0,98 et 0,59) sur des résidus de la mine CM prélevés en 2012, dont la granulométrie est plus fine; les valeurs de C_c mesurées ici sont relativement proches de celles obtenues sur ces résidus plus fins.

Le coefficient de compressibilité, a_v, [kPa^{-1}] a été calculé selon l'équation 2.19 à chacune des étapes de chargement pour les essais A, B et C (figure 4.10 et tableau 4.4). Les valeurs de a_v sont comprises entre $9{,}1\times10^{-5}$ et $1{,}2\times10^{-1}$ kPa^{-1}. Les valeurs de, a_v, tendent à diminuer avec la contrainte effective verticale, σ'_v suivant une fonction de puissance (coefficient de détermination, $R^2 > 0{,}9$) (figure 4.10).

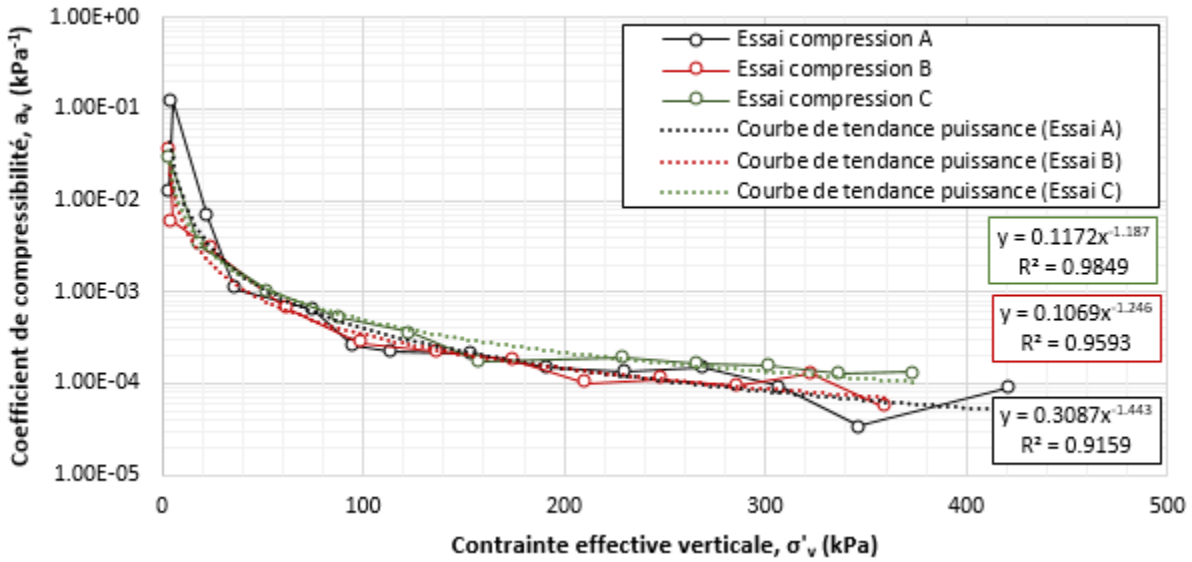


Figure 4.10: Coefficient de compressibilité, a_v [kPa^{-1}], en fonction de la contrainte effective verticale, σ'_v [kPa] (contrainte calculée à l'équilibre (Δu = 0 kPa), au milieu de l'éprouvette) pour les essais A, B et C; on présente aussi les courbes de tendance de type loi de puissance et leur coefficient de détermination, R^2.

Les valeurs de a_v obtenues par Essayad (2015) lors de sept essais de compression en colonne sur des résidus miniers de la mine CM prélevés en 2012 se situaient entre $9{,}1\times10^{-5}$ kPa^{-1} et $1{,}8\times10^{-1}$ kPa^{-1} pour des contraintes effectives verticales entre 1,5 et 341 kPa. Les valeurs de a_v mesurées ici (comprises entre $9{,}1\times10^{-5}$ à $1{,}2\times10^{-1}$ kPa^{-1}) sont donc proches de celles obtenues en 2012.

Tableau 4.4: Paramètres de consolidation pour chacun des essais de compression réalisés sur les résidus Malartic. σ'_v : contraintes verticales; e_0 : indice des vides initial; e_f : indice des vides final; C_c : indice de compression moyen; a_v : Coefficient de compressibilité ($9{,}1\times10^{-5}$ à $1{,}2\times10^{-1}$ kPa^{-1}).

Essai	**σ'_v (kPa)**	**e_0 (-)**	**e_f (-)**	**C_c (-)**	**a_v (kPa^{-1})**
A	0,8 à 420,9	1,03	0,64	0,066	$9{,}1\times10^{-5}$ à $1{,}2\times10^{-1}$
B	0,9 à 359,4	0,88	0,63	0,059	$5{,}6\times10^{-5}$ à $3{,}7\times10^{-2}$
C	0,7 à 373,5	0,97	0,56	0,082	$1{,}3\times10^{-4}$ à $3{,}0\times10^{-2}$

4.2.4 Module de Young, E

Le module de Young, E [kPa], a été obtenu à partir du module de compression, *B* [kPa] et du coefficient de poisson, *v* [-], (équation 2.25). Le module de compression, *B*, est lié à la différence de contraintes moyennes appliquées, *p'*, et à la déformation volumique associée, ε_{vol} (équation 2.24) (Duncan et Bursey, 2013). Le coefficient de poisson a été estimé à 0,275 au moyen de l'équation 4.1 (Bowles, 1996). La valeur de K_0 [-] du sol a été estimée à 0,38 (basé sur la relation de Jaky (1948) (K_0=1-sinϕ') et un angle de frottement des grains, ϕ', de 38° ; (Grimard, 2018).

$$K_0 = \frac{v}{1-v} \tag{4.1}$$

La figure 4.11 présente le module de Young en fonction de la contrainte effective verticale au milieu de l'échantillon pour les trois essais de compression. L'Annexe L présente les valeurs de E pour chacun des paliers ainsi que les valeurs utilisées pour le calcul pour chacun des trois essais.

Le module de Young E est aussi lié au module contraint, *M*, [kPa] (équation 2.28), et donc au coefficient de changement de volume, m_v, [kPa^{-1}] (équation 2.27). Les modules de Young obtenus à partir du module *M* sont exactement les mêmes que ceux obtenus avec le module *B*. Les valeurs

du coefficient de changement de volume (m_v=a_v/(1+e_0)) et du module M sont présentées à l'Annexe L.

Les valeurs de module de Young ainsi calculées varient entre 48 et 14967 kPa et augmentent avec la contrainte effective. Deux valeurs ne se trouvent pas dans cet intervalle (essai A, palier 13 : E = 40277 kPa ; essai B, palier 12 : E = 25199 kPa). Ces valeurs très différentes pourraient être expliquées par l'incertitude due aux déformations axiales $\Delta\varepsilon_a$ très faibles. La relation entre le module de Young obtenu des trois essais (en écartant les deux valeurs situées à l'extérieur de l'intervalle) et la contrainte effective verticale peut s'exprimer par une équation linéaire (équation 4.2), avec un coefficient de détermination R^2 de 0,83.

$$E = 38{,}985\sigma'_v \tag{4.2}$$

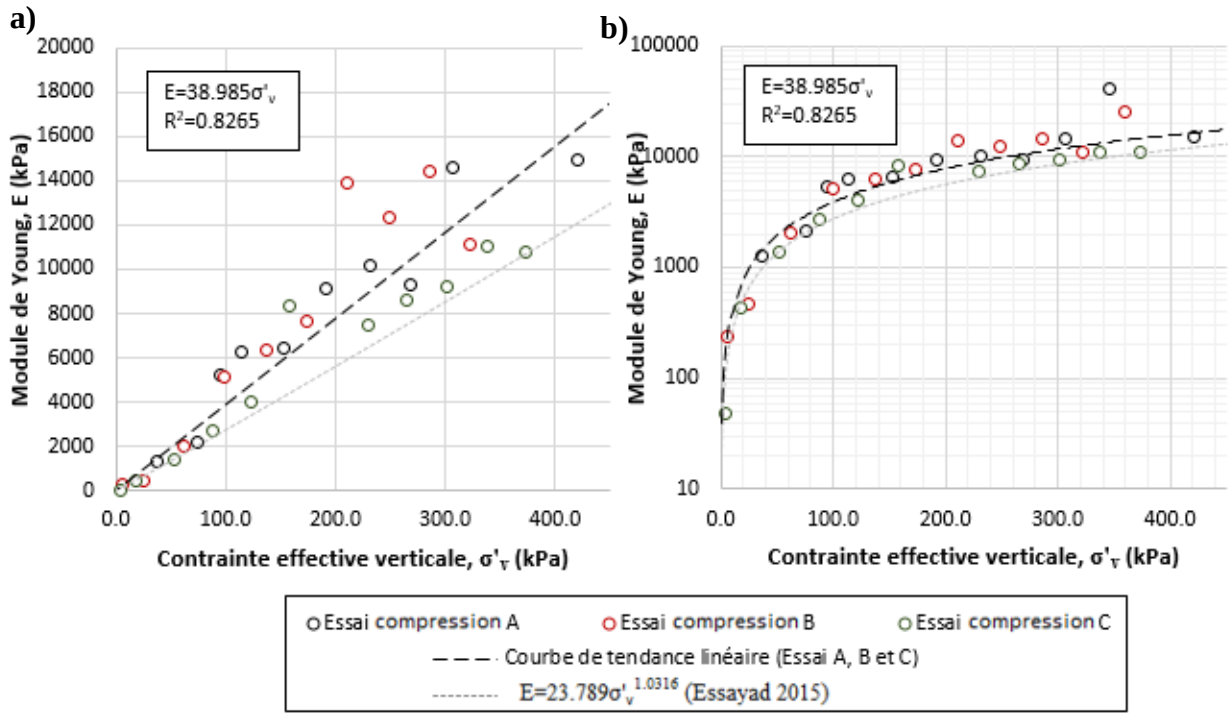


Figure 4.11: Module de Young, E (kPa) en fonction de la contrainte effective verticale, σ'_v (kPa) et courbe de tendance linéaire pour les essais de compression A, B et C. La courbe de tendance obtenue avec la relation proposée par Essayad (2015) est également indiquée; (a) Échelle arithmétique, (b) Échelle semi-logarithmique.

Les valeurs de modules de Young obtenues par Essayad (2015) lors de sept essais de compression sur des résidus de la mine CM prélevés en 2012 tendent également à varier selon une relation quasi linéaire (loi de puissance avec un exposant de 1,03) (figure 4.11). Les valeurs du module de Young obtenues par Essayad (2015) se situaient entre 8 et 13000 kPa pour une plage de contraintes effectives verticales située entre 0 et 340 kPa et des indices des vides entre 0,98 et 0,61. Les valeurs de E obtenues dans la présente étude (entre 48 et 14967 kPa) sont du même ordre de grandeur quoique légèrement supérieures.

4.2.5 Coefficient de consolidation, c_v

Les valeurs de c_v [cm^2/s] obtenues avec les méthodes de Casagrande et de Taylor pour les trois essais de compression sont comprises entre 0,045 et 2,49 cm^2/s (figure 4.12 et Annexe M). Les valeurs de c_v des essais A et B tendent à augmenter initialement avec la contrainte effective appliquée pour ensuite se stabiliser entre 0,7 et 0,8 cm^2/s. Les valeurs de c_v de l'essai C tendent aussi à augmenter avec la contrainte effective appliquée pour ensuite se stabiliser entre 1,6 et 1,8 cm^2/s. Il est à noter que les valeurs de c_v n'ont pas pu être déterminées pour l'essai C pour des contraintes effectives supérieures à 230 kPa, car l'allure des courbes des tassements ne permettait pas l'application des méthodes de Casagrande ou de Taylor (tassements trop rapides).

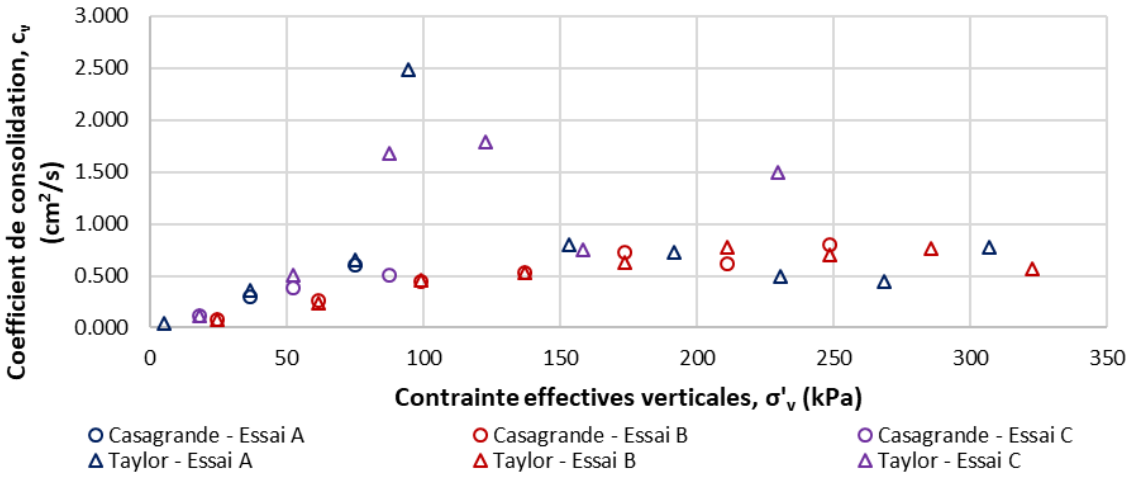


Figure 4.12: Coefficients de consolidation, c_v, obtenus avec les méthodes de Casagrande (1938) et Taylor (1948) en fonction des contraintes effectives pour les trois essais de compression réalisés sur les résidus Malartic.

La phase préliminaire de consolidation isotrope des essais de compression (cellule triaxiale) réalisés par Grimard (2018) sur les résidus de la mine CM échantillonnés en juin 2016 (les mêmes résidus que la présente étude) pour des contraintes effectives de confinement, σ'_c, allant de 50 à 600 kPa et des indices de vides allant de 0,52 à 0,61 a donné des valeurs de c_v (calculés selon les méthodes de Casagrande et de Taylor) comprises entre 0,29 et 2,65 cm^2/s. Ces valeurs tendent aussi à augmenter avec l'augmentation de contrainte appliquée et la diminution de l'indice des vides. Les valeurs de c_v obtenues de la présente étude (comprises entre 0,045 et 2,49 cm^2/s pour des indices des vides entre 0,84 et 0,56) sont généralement plus faibles que les valeurs obtenues par Grimard (2018) (figure 4.13). Cette différence peut être expliquée par les indices des vides généralement plus élevés utilisés dans la présente étude (si e plus élevé, k_{sat} plus élevé et c_v plus élevé (équation 2.30)). Dans cette étude, cinq valeurs de c_v ont été mesurées dans la plage d'indice des vides utilisée par Grimard (2018). Sur ces cinq valeurs, trois sont similaires et deux sont largement supérieures à celles mesurées par Grimard (2018). Les valeurs de c_v élevées enregistrées dans la présente étude peuvent être expliquées par le tassement rapide des éprouvettes sous contraintes élevées et par le manque de précision associée aux méthodes de Casagrande et Taylor qui sont des méthodes graphiques.

L. Bolduc (2012) et Essayad (2015) ont obtenus des valeurs de c_v comprises entre 0,01 cm^2/s et 3 cm^2/s (pour σ'_v allant jusqu'à 406 kPa) et entre 0,02 cm^2/s à 6,6 cm^2/s (σ'_v allant jusqu'à 340 kPa), respectivement, pour des essais de compression en colonne réalisés sur des résidus de la mine CM échantillonnés avant 2016 (avec une granulométrie plus fine). Les valeurs de c_v qu'ils rapportent tendent aussi à augmenter avec le niveau de contrainte appliqué (et la diminution des indices des vides). Les valeurs de c_v obtenues ici sont généralement dans le même intervalle que celles de Essayad (2015) pour des indices des vides similaires (figure 4.13).

Bussière (2007) a recensé des valeurs de c_v comprises entre 0,001 et 0,1 cm^2/s pour des résidus miniers fins (ML) et entre 0,1 et 100 cm^2/s pour des résidus plus grossiers (SP). Les valeurs de c_v obtenues ici pour les résidus de la mine CM sont plus élevées que celles typiquement associées aux résidus fins ; elles chevauchent le domaine des résidus fins et plus grossiers. Les données recensées ont principalement été obtenues suite à des essais de consolidation conventionnels qui se font généralement avec des indices des vides plus faibles que ceux obtenus suite à des essais de compression en colonne tels que ceux effectués ici, ce qui pourrait aussi expliquer en partie les différences.

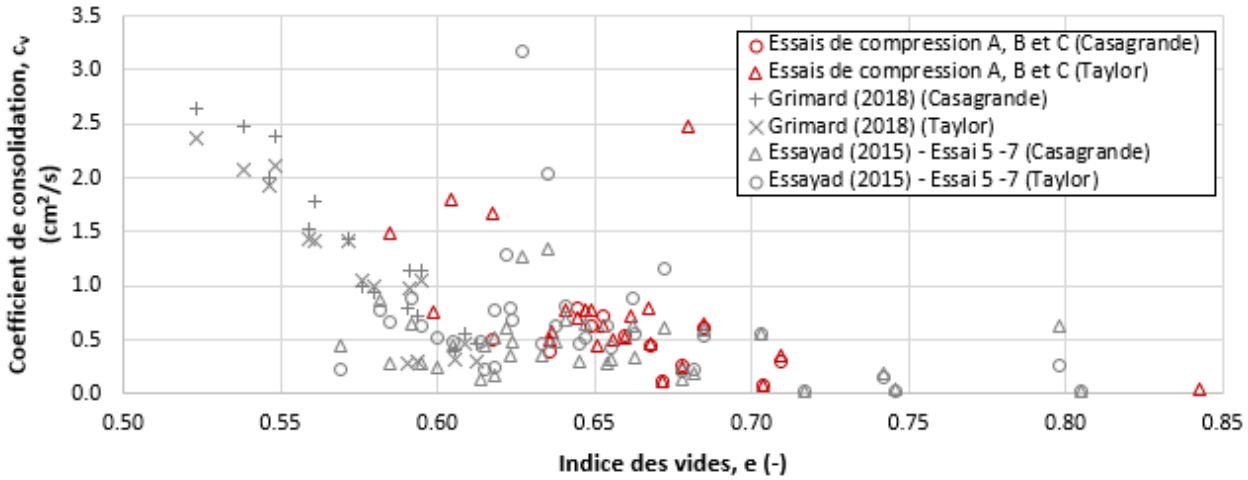


Figure 4.13: Coefficients de consolidation, c_v, obtenus avec les méthodes de Casagrande (1938) et Taylor (1948) en fonction des contraintes effectives pour les trois essais de compression réalisés sur les résidus Malartic en comparaison avec ceux obtenus par Essayad (2015) (essais 5 à 7) et Grimard (2018).

La conductivité hydraulique saturée, k_{sat}, [cm/s] peut être estimée à partir des coefficients de consolidation c_v [cm^2/s] (obtenus par les méthodes de Taylor et de Casagrande) et des coefficients de changement de volume m_v [kPa^{-1}], selon l'équation 2.30. Le tableau 4.5 présente les intervalles des valeurs de k_{sat} estimées pour les essais A, B et C. La conductivité hydraulique estimée pour chacun des paliers est comprise entre 4×10^{-6} cm/s et 5×10^{-5} cm/s; les résultats détaillés sont présentés à l'Annexe M.

On présente ici un exemple de calcul de l'estimation de k_{sat} à partir des coefficients de consolidation c_v pour l'essai A, palier 4 (avec $m_v = 6{,}23\times10^{-4}$ kPa^{-1}, $\gamma_w = 9{,}807$ kN/m^3, $c_{v\ Casagrande} = 0{,}295$ cm^2/s et $c_{v\ Taylor} = 0{,}362$ cm^2/s) :

- Estimation de k_{sat} à partir des valeurs de c_v obtenues par la méthode de Casagrande :

  $k_{sat\ Casagrandre}$ [m/s] = m_v [kPa^{-1}] × $c_{v\ Casagrande}$ [m^2/s] × γ_w [kN/m^3]

  $k_{sat\ Casagrandre}$ [m/s] = $6{,}23\times10^{-4}$ kPa$^{-1}\times2{,}95\times10^{-5}$ m^2/s × 9,807 kN/m^3 = $1{,}80\times10^{-7}$ m/s

  $k_{sat\ Casagrandre}$ [cm/s] = $1{,}80\times10^{-5}$ cm/s

- Estimation de k_{sat} à partir des valeurs de c_v obtenues par la méthode de Taylor :

  $k_{sat\ Taylor}$ [m/s] = m_v [kPa^{-1}] × $c_{v\ Taylor}$ [m^2/s] × γ_w [kN/m^3]

$k_{sat\ Taylor}$ [m/s] = 6,23×10^{-4} kPa^{-1}×3,62×10^{-5} m^2/s × 9,807 kN/m^3 = 2,21×10^{-7} m/s

$k_{sat\ Taylor}$ [cm/s] = 2,21×10^{-5} cm/s

Tableau 4.5: Paramètres liés à la vitesse de consolidation des résidus pour chacun des essais de compression réalisés sur les résidus de la mine CM. σ'_v : contraintes verticales; e_0 : indice des vides initial; e_f : indice des vides final; c_v : coefficient de consolidation (Taylor et Casagrande); k_{sat}: conductivité hydraulique (calculé à partir des valeurs de c_v).

Essai	σ'_v (kPa)	e_0 (-)	e_f (-)	c_v (cm^2/s)	k_{sat} (cm/s)
A	0,8 à 420,9	1,03	0,64	0,045 à 2,49	3,7×10^{-6} à 3,7×10^{-5}
B	0,9 à 359,4	0,88	0,63	0,075 à 0,80	3,5×10^{-6} à 1,0×10^{-5}
C	0,7 à 373,.5	0,97	0,56	0,121 à 1,80	7,0×10^{-6} à 4,8×10^{-5}

Ces valeurs sont compatibles avec celles rapportées dans la littérature (e.g. Aubertin et al. 1996, 2002; Bussière 2007). La section 4.4.1 présente les résultats des essais de perméabilité réalisés en cellule triaxiale (norme ASTM D5084-16a) et les compare avec les résultats ci-dessus et les données de la littérature.

4.3 Analyse et discussion des résultats d'essais en colonne

4.3.1 Surpression interstitielle maximale et surcharge appliquée

La pression interstitielle a été enregistrée par les tensiomètres au moment de l'application de la surcharge sur l'échantillon. Selon la théorie de la consolidation, la surcharge appliquée devrait initialement être entièrement reprise par l'eau dans l'échantillon sous forme de surpressions interstitielles. En d'autres termes, la surpression maximale mesurée, Δu, [kPa] devrait être égale à la surcharge (contrainte) imposée, $\Delta\sigma$ [kPa]. Toutefois, pour les essais de compression A, B et C, la surcharge appliquée était généralement supérieure à la surpression mesurée dans l'échantillon. Les valeurs de Δu et de $\Delta\sigma$ pour les différents paliers de chargement de chacun des trois essais sont présentées à l'Annexe I. Les figures 4.14, 4.15 et 4.16 présentent le rapport $\Delta u/\Delta\sigma$ en fonction de la contrainte verticale appliquée au sommet de l'éprouvette, P [kPa] pour chaque palier au cours des trois essais de compression. L'éprouvette de l'essai C était plus petite que celles des essais A

et B; le tensiomètre S3 était donc au-dessus des résidus miniers au cours de l'essai C et n'a donc pas été utilisé.

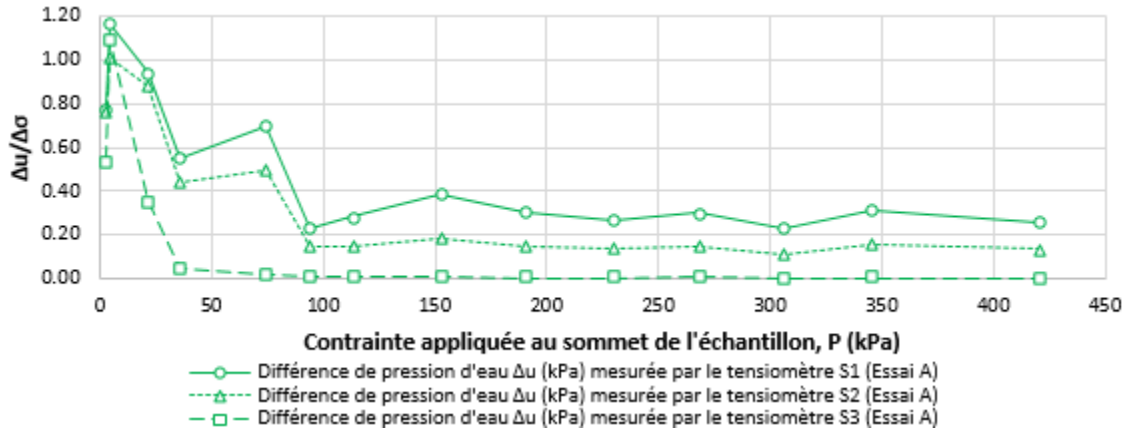


Figure 4.14: Rapport $\Delta u/\Delta\sigma$ (Δu est mesuré à trois hauteurs dans l'éprouvette par les tensiomètres S1, S2 et S3 – figure 4.3) en fonction de la contrainte P [kPa] appliquée au sommet de l'échantillon pour l'essai A.

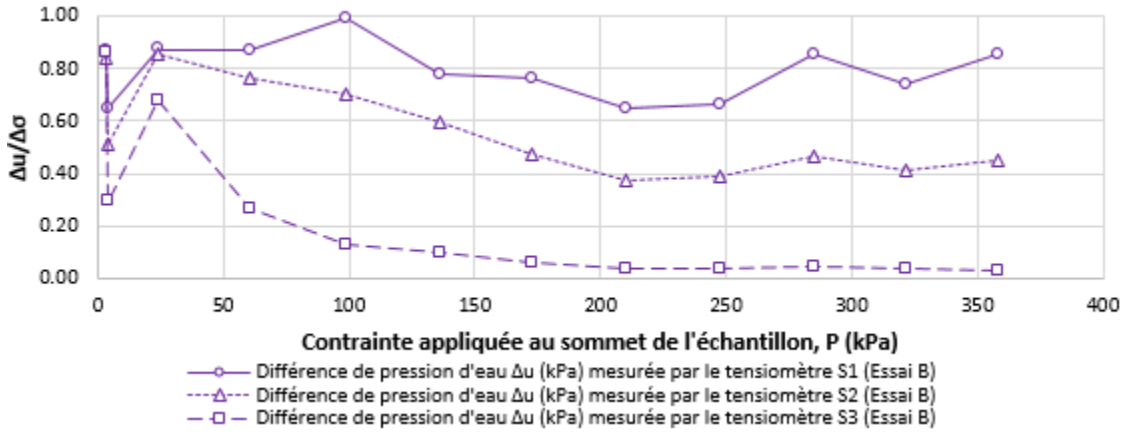


Figure 4.15: Rapport $\Delta u/\Delta\sigma$ (Δu est mesuré à trois hauteurs dans l'éprouvette par les tensiomètres S1, S2 et S3 – figure 4.3) en fonction de la contrainte P [kPa] appliquée au sommet de l'échantillon pour l'essai B.

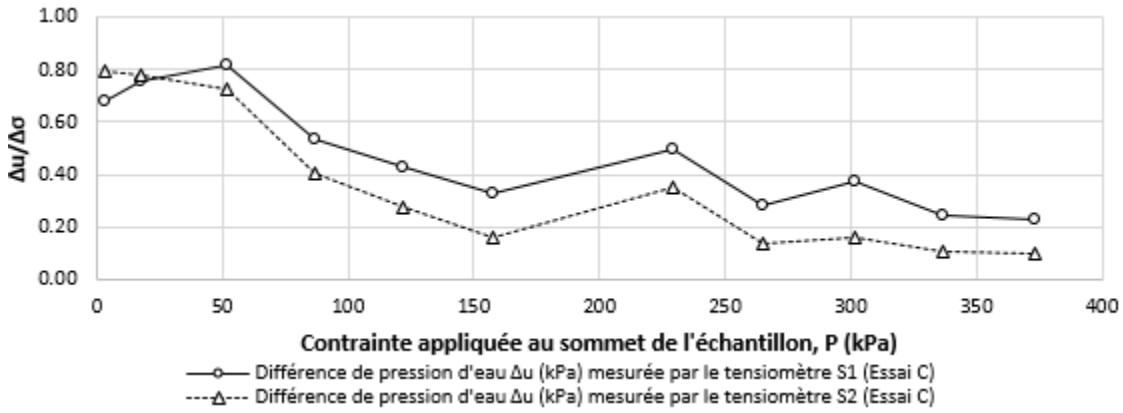


Figure 4.16: Rapport $\Delta u/\Delta\sigma$ (Δu est mesuré à deux hauteurs dans l'éprouvette par les tensiomètres S1 et S2 – figure 4.3) en fonction de la contrainte P [kPa] appliquée au sommet de l'échantillon, pour l'essai C.

Le tensiomètre situé au bas de l'éprouvette (S1) a enregistré les plus grandes valeurs du rapport $\Delta u/\Delta\sigma$ alors que le tensiomètre situé près de la surface (S3) a enregistré les plus petits rapports (figures 4.14 à 4.16). Les rapports $\Delta u/\Delta\sigma$ étaient toujours inférieurs à 1,0 à l'exception de ceux enregistrés au palier 2 de l'essai de compression A (figure 4.14). Ces valeurs élevées pourraient s'expliquer par une erreur de manipulation lors de l'application du chargement (par exemple application accidentelle d'une pression excédentaire par le manipulateur).

Les surpressions maximales Δu mesurées par le tensiomètre S3 au cours de l'essai A (figure 4.14) sont devenues nulles après quelques paliers (P > 36 kPa), car le tensiomètre s'est retrouvé au-dessus des résidus suite au tassement de l'éprouvette.

Les rapports $\Delta u/\Delta\sigma$ tendent généralement à diminuer avec l'augmentation de la contrainte P pour ensuite se stabiliser (figures 4.14 à 4.16). La contrainte P à laquelle les rapports se sont stabilisés n'était pas la même d'un essai à l'autre ou d'un tensiomètre à l'autre. Les valeurs de $\Delta u/\Delta\sigma$ pour le tensiomètre S1 pendant l'essai B (figure 4.15) ne semble pas suivre cette tendance et ils sont restés relativement stables (entre 0,65 et 0,87) tout au long de l'essai. Les valeurs de $\Delta u/\Delta\sigma$ au cours de essais de compression A, B et C dépassaient rarement 0,80.

Plusieurs phénomènes peuvent expliquer la différence entre Δu et $\Delta\sigma$. Elle pourrait être causée, en partie, par la friction entre les parois de plexiglas et les résidus (Essayad, 2015). Une portion de la contrainte appliquée serait ainsi reprise par les forces de friction à la paroi, ce qui entraînerait une

variation du $\Delta\sigma$ en fonction de la hauteur dans l'éprouvette. La réduction des contraintes transmises en profondeur induirait une diminution des pressions enregistrées par les tensiomètres. Cet aspect est discuté à la section 4.3.2 (l'effet de la friction à la paroi est négligé ici).

Une autre cause est liée à la dissipation rapide des surpressions dans l'éprouvette. La pression mesurée par les tensiomètres prend plusieurs secondes avant d'atteindre l'équilibre correspondant à la surpression induite (voir par exemple figure 4.17 ; les figures associées aux autres paliers sont présentées à l'Annexe I). Pendant ce laps de temps, une partie des surpressions peut se dissiper.

Ce phénomène semble moins présent pour les premiers paliers où la consolidation est plus lente (coefficient de consolidation c_v plus faible (figure 4.12)) et le chemin de drainage est plus long, ce qui pourrait expliquer la baisse progressive de $\Delta u/\Delta\sigma$ au fil des paliers (phénomène visible pour les essais A à C; figures 4.14 à 4.16).

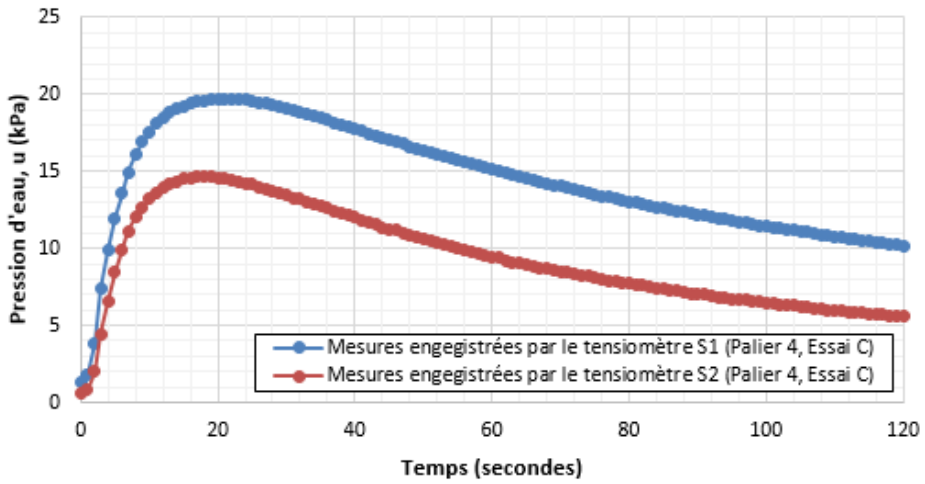


Figure 4.17: Exemple de génération et dissipation des surpressions interstitielles en fonction du temps pour le palier 4 de l'essai de compression C (zoom sur les 2 premières minutes de l'essai après le chargement).

4.3.2 Friction à la paroi

La friction entre le piston, les résidus et la paroi de la colonne pendant les essais de compression peut causer une diminution de la contrainte effective verticale, σ'_v [kPa] (équation 3.3). Or, les valeurs de C_c, a_v, m_v et E dépendent de σ'_v (équation 2.20 et 2.25).

Deux phénomènes ont donc été considérés dans cette analyse : une friction (constante) entre le piston et la paroi verticale de la cellule, et la friction entre les résidus et la paroi verticale qui varie avec la position (élévation) dans l'éprouvette, h [m] (figure 4.18).

Les contraintes effectives verticales ont été évaluées avec l'effet de la friction, $\sigma'_{v\ avec\ friction}$ [kPa] et sans friction, $\sigma'_{v\ sans\ friction}$ [kPa] à quatre élévations différentes dans l'éprouvette (figure 4.18) afin d'analyser l'influence de la friction sur l'estimation des paramètres C_c et de E.

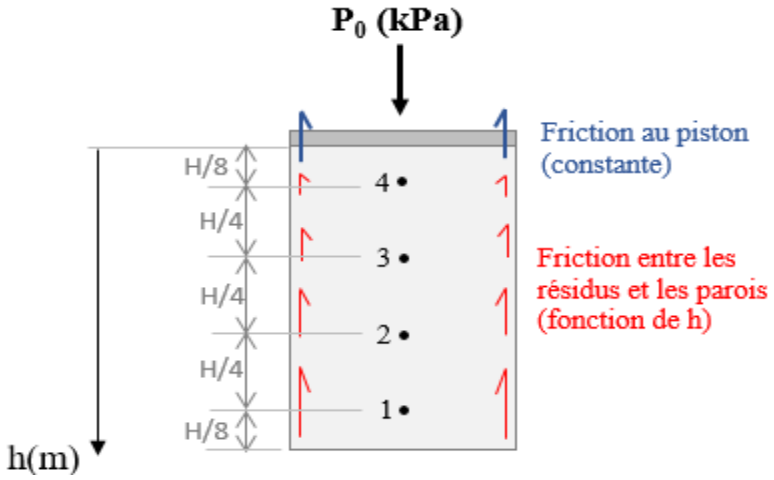


Figure 4.18 : Composantes des forces de friction dans l'éprouvette et points de calcul (notés 1 à 4) utilisés pour l'analyse de l'effet de la friction.

La contrainte effective verticale avec friction $\sigma'_{v\ avec\ friction}$ [kPa] à la hauteur h [m] pour une colonne avec section circulaire de diamètre d [m] dans un sol sans cohésion, c, peut être estimée avec l'équation suivante, développée initialement pour estimer l'ampleur de l'effet d'arche dans les chantiers miniers remblayés (e.g. Zheng et al., 2017; adapté de Li et Aubertin, 2009).

$$\sigma'_{v\ avec\ friction} = \frac{\gamma' d}{4K \tan\delta}\left(1 - \exp\left(\frac{-4K\ tan\ \delta}{d}h\right)\right) + P * \exp\left(\frac{-4K \tan\delta}{d}h\right) \quad (4.3)$$

où γ' [kN/m^3] est le poids volumique déjaugé, K [-] est le coefficient de pression des terres, δ [°] est l'angle de friction entre le sol (résidus miniers) et la paroi verticale et P [kPa] est la contrainte appliquée au sommet de l'éprouvette.

Les résidus ont été considérés au repos; le coefficient de poids des terres au repos K_0, a été estimé par la relation de Jaky (1948) :

$$K = K_0 = 1 - \sin\phi' \quad (4.4)$$

L'angle de friction δ [°] entre les résidus et une paroi rigide verticale se situe généralement entre 0,5 ϕ' (pour une paroi lisse) et ϕ' (pour une paroi rugueuse); la valeur pratique est souvent estimée au moyen de l'équation suivante (Bowles, 1996) :

$$\delta \approx \frac{2}{3}\phi' \quad (4.5)$$

Un angle de frottement interne des résidus miniers, ϕ' de 38° a été utilisé ici (Grimard, 2018). L'effet de la friction a été évalué pour un angle δ minimal de 19° (0,5ϕ'), un angle δ de 25° (2/3 ϕ') et pour un angle δ maximal de 38° (ϕ').

Les valeurs de C_c (calculées pour des contraintes plus grandes que 10 kPa, comme à la section 4.2.3 en négligeant la friction autour du piston, i.e. $P = P_0$) pour des angles δ de 19°, 25° et 38° avaient un écart relatif de 0,1%, 0,01% et 0,7% (en moyenne) avec les valeurs de C_c calculées sans friction ($\delta = 0$) (tableau 4.6). Un exemple de calcul est présenté à l'Annexe N. Cet effet de la friction entre les résidus et la paroi serait donc négligeable dans le contexte de ces essais de compression en colonne.

Tableau 4.6: Indices de compression, C_c, calculées pour des valeurs de contraintes effectives verticales, σ'_v, sans friction (δ= 0) et avec friction (σ'_v > 10 kPa) pour différentes valeurs d'angle de friction, δ, pour les essais de compression en colonne A, B et C (sans friction autour du piston, $P = P_0$).

	C_c pour σ'_v > 10 kPa											
	Essai A				**Essai B**				**Essai C**			
Point de calcul	**sans friction δ=0°**	**δ=19°**	**δ=25°**	**δ=38°**	**sans friction δ=0°**	**δ=19°**	**δ=25°**	**δ=38°**	**sans friction δ=0°**	**δ=19°**	**δ=25°**	**δ=38°**
1	0,066	0,066	0,066	0,066	0,059	0,059	0,059	0,059	0,082	0,082	0,082	0,082
2	0,066	0,066	0,066	0,066	0,059	0,059	0,059	0,059	0,082	0,081	0,081	0,081
3	0,065	0,065	0,065	0,065	0,058	0,058	0,058	0,058	0,081	0,081	0,081	0,081
4	0,065	0,065	0,065	0,065	0,058	0,058	0,058	0,058	0,081	0,081	0,081	0,081
Moyenne	**0,066**	**0,066**	**0,066**	**0,066**	**0,059**	**0,059**	**0,059**	**0,059**	**0,082**	**0,081**	**0,081**	**0,081**

La friction entre le piston et la paroi verticale de la cellule peut dans certains cas contribuer à réduire la valeur de la contrainte appliquée sur l'éprouvette, P. Dans un tel cas, la contrainte P peut être plus faible que la valeur P_0 enregistrée par la cellule de charge installée au sommet du montage. Ceci pourrait expliquer les valeurs du rapport, $\Delta u/\Delta\sigma$ obtenues au cours des essais A, B et C (section 4.3) qui dépassaient rarement 0,80 (en raison de la friction entre le collet du piston et la paroi de la colonne).

Pour tenir compte de la friction entre le piston et la paroi verticale, en plus de la friction entre les résidus et la paroi, la valeur de la contrainte appliquée au sommet de l'éprouvette P (équation 4.3) a été réduite ($P = xP_0$, $x < 1$). Des valeurs de pressions $P = 0{,}7P_0$, $0{,}8P_0$ et $0{,}9P_0$ ont été considérées pour évaluer l'impact de la friction entre le piston et la paroi verticale sur les valeurs de C_c (pour des contraintes verticales plus grandes que 10 kPa) (pour δ=38°). L'écart relatif obtenu est alors de 0,7%, 0,9% et 0,5% (en moyenne) par rapport aux valeurs de C_c obtenues sans friction (tableau 4.7).

Tableau 4.7: Indices de compression, C_c, calculés pour des valeurs de contraintes effectives verticales, σ'_v, sans friction et avec friction (σ'_v > 10 kPa), pour différentes contraintes appliquées au sommet de l'éprouvette, P=0,7P_0, P=0,8P_0 et P=0,9P_0 pour les essais de compression A, B et C (pour δ=38°).

	C_c pour σ'_v > 10 kPa											
	Essai A				**Essai B**				**Essai C**			
Point de calcul	**sans friction δ=0°**	**0,9P_0**	**0,8P_0**	**0,7P_0**	**sans friction δ=0°**	**0,9P_0**	**0,8P_0**	**0,7P_0**	**sans friction δ=0°**	**0,9P_0**	**0,8P_0**	**0,7P_0**
1	0,066	0,066	0,067	0,067	0,059	0,060	0,060	0,061	0,082	0,082	0,082	0,083
2	0,066	0,066	0,066	0,066	0,059	0,059	0,059	0,059	0,082	0,081	0,081	0,082
3	0,065	0,065	0,065	0,065	0,058	0,058	0,058	0,058	0,081	0,081	0,081	0,081
4	0,065	0,065	0,065	0,065	0,058	0,058	0,058	0,058	0,081	0,081	0,081	0,081
Moyenne	**0,066**	**0,066**	**0,066**	**0,066**	**0,059**	**0,059**	**0,059**	**0,059**	**0,082**	**0,081**	**0,081**	**0,082**

L'effet de la friction estimée avec l'équation 4.3 pour des angles de friction δ, de 19°, 25° et 38° et une contrainte appliquée au sommet des résidus P réduite de 0,7P_0, de 0,8P_0 et de 0,9P_0 (moins de 1% d'écart relatif) sur les valeurs d'indices de compression C_c (calculées pour des contraintes plus grandes que 10 kPa, comme au chapitre 4.2.3) était négligeable pour les essais de compression A, B et C (tableaux 4.6 et 4.7). La friction ainsi estimée n'a pas d'incidence sur la pente de la courbe semi-log e-σ'_v (C_c) mais entraîne une translation vers le bas de cette dernière (indice des vides plus faibles pour une même contrainte effective; figure 4.19).

Les valeurs de modules de Young ont aussi été calculées avec les valeurs de contrainte effective avec friction (équation 4.3) pour des angles δ de 19°, 25° et 38° et une contrainte appliquée au sommet des résidus P réduite 0,7P_0, de 0,8P_0 et de 0,9P_0. L'effet de la friction sur les valeurs de E est important, mais il est faible sur la relation entre le module de Young et la contrainte effective verticale, avec un écart relatif de 1,9% (entre les deux pentes) (figure 4.20). Les modules de Young calculés selon les contraintes effectives avec friction et sans friction suivent ainsi la même relation linéaire (équation 4.2). La friction a donc été négligée dans l'interprétation des essais en colonnes.

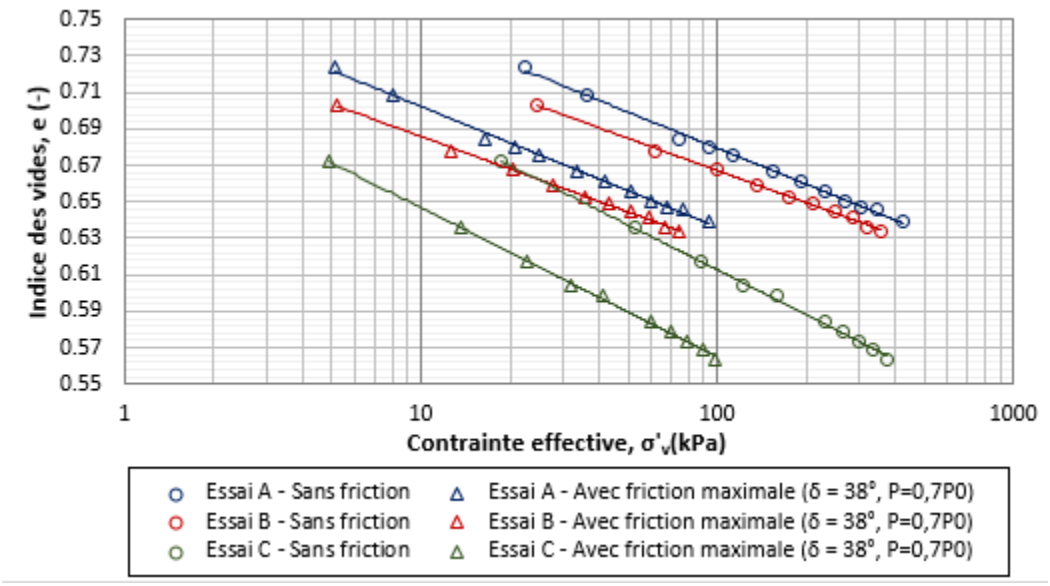


Figure 4.19: Indice des vides, *e*, en fonction de la contrainte effective verticale, σ'_v, évaluée avec la friction maximale calculée dans cette étude (équation 4.3; δ = 38°, P=0,7P_0), et sans friction au point de calcul 2 (figure 4.18) pour les essais de compression A, B et C.

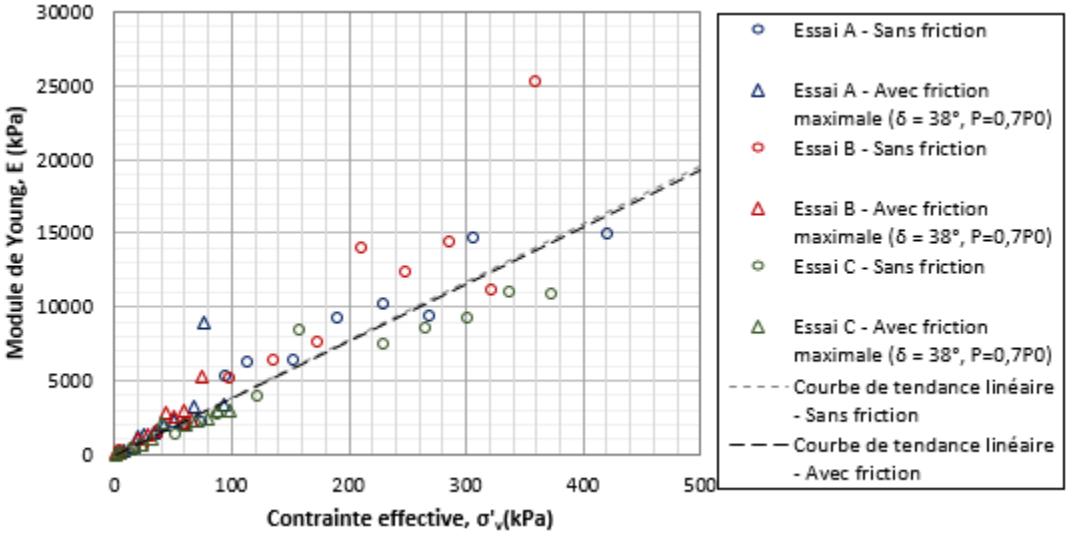


Figure 4.20: Module de Young, E, en fonction de la contrainte effective verticale, σ'_v, évaluée avec la friction maximale calculée dans cette étude (équation 4.3; δ = 38°, P=0,7P_0), et sans friction au point de calcul 2 (figure 4.18) pour les essais de compression A, B et C.

4.4 Propriétés hydrogéologiques des résidus

4.4.1 Conductivité hydraulique saturée

Deux essais de perméabilité en cellules triaxiales (tests A et B) ont été réalisés selon la méthode C de la norme ASTM D5084-16a sur des éprouvettes avec deux indices des vides différents (e_A = 0,66, e_B = 0,53). Le degré de saturation S_r des deux éprouvettes était supérieur à 99 % (section 3.1.3). Des valeurs de conductivité hydraulique de 1×10^{-5} et 3×10^{-5} cm/s ont été mesurées pour des indices des vides de 0,53 et 0,66, respectivement (figure 4.21).

Les conductivités hydrauliques mesurées au laboratoire ont été comparées avec les conductivités hydrauliques saturées estimées à l'aide des modèles de prédiction de Kozeny-Carman (équation 2.3; Chapuis et Aubertin, 2003) et Kozeny-Carman Modifié (équation 2.6; Mbonimpa et al., 2002). Les résultats obtenus expérimentalement se situent entre les résultats prédits avec les deux modèles mais sont un peu plus proches des résultats estimés avec le modèle de Kozeny-Carman Modifié (figure 4.21).

Les conductivités hydrauliques saturées mesurées ici ont aussi été comparées avec les valeurs rapportées par L. Bolduc (2012) et Saleh-Mbemba (2016) suite à des essais de perméabilité à charge variable en cellule triaxiale à parois flexibles (méthode C, ASTM D5084-16a) sur des résidus de la mine CM prélevés en 2012 (figure 4.21). Les valeurs rapportées par L. Bolduc (2012) et Saleh-Mbemba (2016), mesurées à des indices des vides allant de 0,66 à 0,91, varient entre 1×10^{-5} et 9×10^{-5} cm/s. La conductivité hydraulique mesurée par L. Bolduc (2012) est inférieure à celle obtenue dans la présente étude; celle mesurée par Saleh-Mbemba (2016) est sensiblement la même que celle obtenue dans la présente étude pour un même indice des vides (p. ex. $e \approx 0{,}66$).

Les valeurs de k_{sat} mesurées en laboratoire ont aussi été comparées avec les valeurs de k_{sat} estimées à partir des valeurs de c_v (obtenus par les méthodes de Taylor et de Casagrande) et des coefficients de changement de volume m_v [kPa^{-1}], selon l'équation 2.30 (voir la section 4.2.5 pour un résumé des valeurs estimées de k_{sat} selon cette méthode un exemple de calcul). Ces valeurs de conductivités hydrauliques estimées sont dans le même ordre de grandeur et généralement plus faible que les valeurs obtenues en laboratoire. Cette différence peut être expliquée par le fait qu'il est difficile d'obtenir de bonnes valeurs de k_{sat} selon les valeurs de c_v.

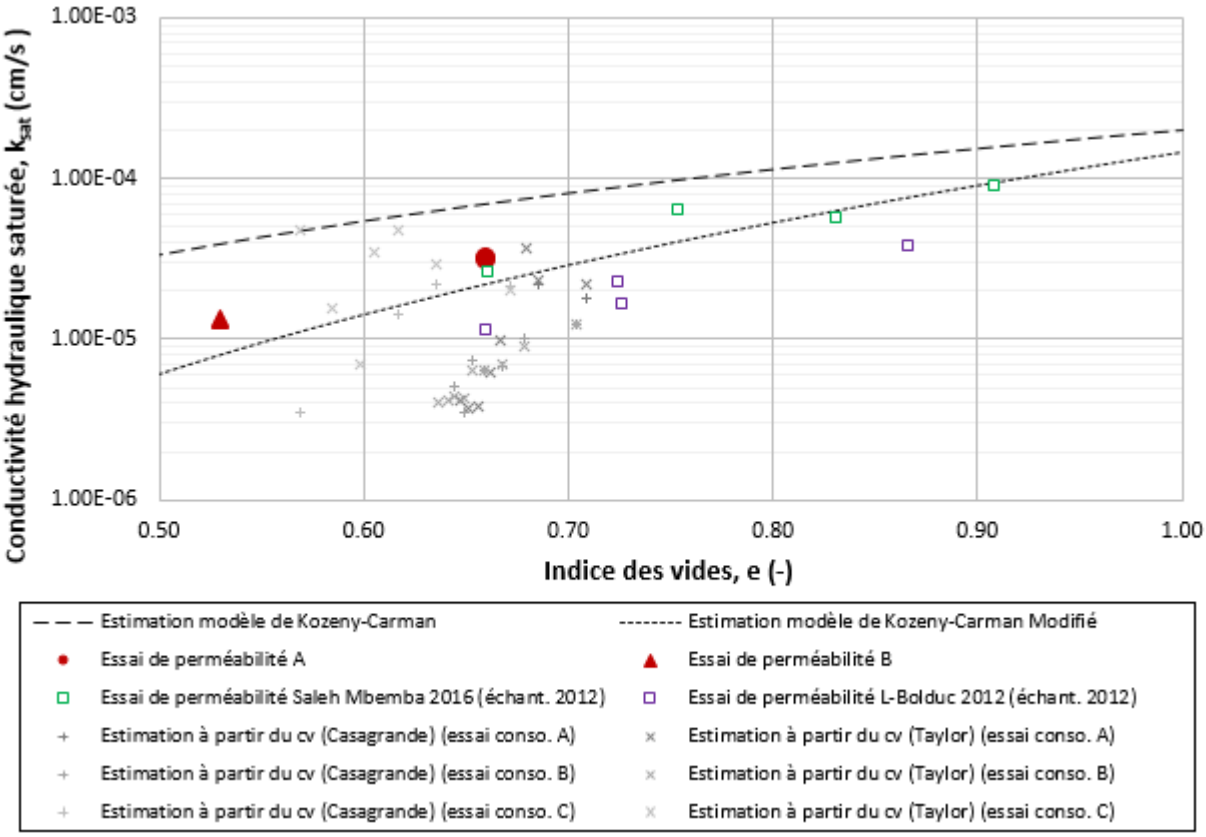


Figure 4.21: Valeurs expérimentales de la conductivité hydraulique saturée, k_{sat} (cm/s) des résidus miniers selon leur indice des vides, *e*, et comparaison avec les résultats de laboratoire de Saleh-Mbemba (2016) et de L. Bolduc (2012), avec les modèles prédictifs de Kozeny-Carman (Chapuis et Aubertin, 2003) et Kozeny-Carman Modifié (Mbonimpa et al., 2002) et avec les conductivités hydrauliques estimées à partir des valeurs de c_v.

4.4.2 Courbes de rétention d'eau (CRE)

Les points expérimentaux de la courbe de rétention d'eau ont été obtenus à partir de deux essais en cellule de type Tempe et de deux essais en cellule de pression (pressure plate) (norme ASTM D6836-02; section 3.1.4). La teneur en eau massique initiale, w_0, des essais Tempe A et B étaient respectivement de 23 et 24%; leur porosité, *n*, 0,41 et 0,39 et leur degré de saturation initial, S_r, de 90 et 103%. Les degrés de saturations supérieurs à 100% (en apparence) sont dus aux incertitudes sur les mesures de laboratoire (pour la taille des éprouvettes).

Un total de six et sept éprouvettes a été utilisé pour les essais en cellule pression (pressure plate) A et B. Les éprouvettes ont été déposées sous forme de pulpe. La teneur en eau massique initiale, w_0, des essais au pressure plate A et B étaient de 37 et 36% et les degrés de saturation (calculés), S_r, de 101 et 113% respectivement (valeurs trop élevées dues aux mesures imprécises du volume des éprouvettes). La pulpe avait une porosité initiale, n, de 0,48 et 0,49 au moment de la déposition pour les essais A et B. La porosité finale de chacune des éprouvettes soumises à différentes succions variait entre 0,36 et 0,39 pour une moyenne de 0,38 et 0,39 pour les essais A et B (figure 4.23). La différence entre les porosités initiales et finales des différentes éprouvettes peut être expliquée par la compressibilité des résidus miniers. Aucun signe de dessication (fentes, retrait) n'a été observé dans les éprouvettes pendant les essais. Les teneurs en eau volumique, θ [m^3/m^3] et les degrés de saturation, Sr, mesurés pour chaque palier de succion, ψ [kPa] sont présentés à la figure 4.22.

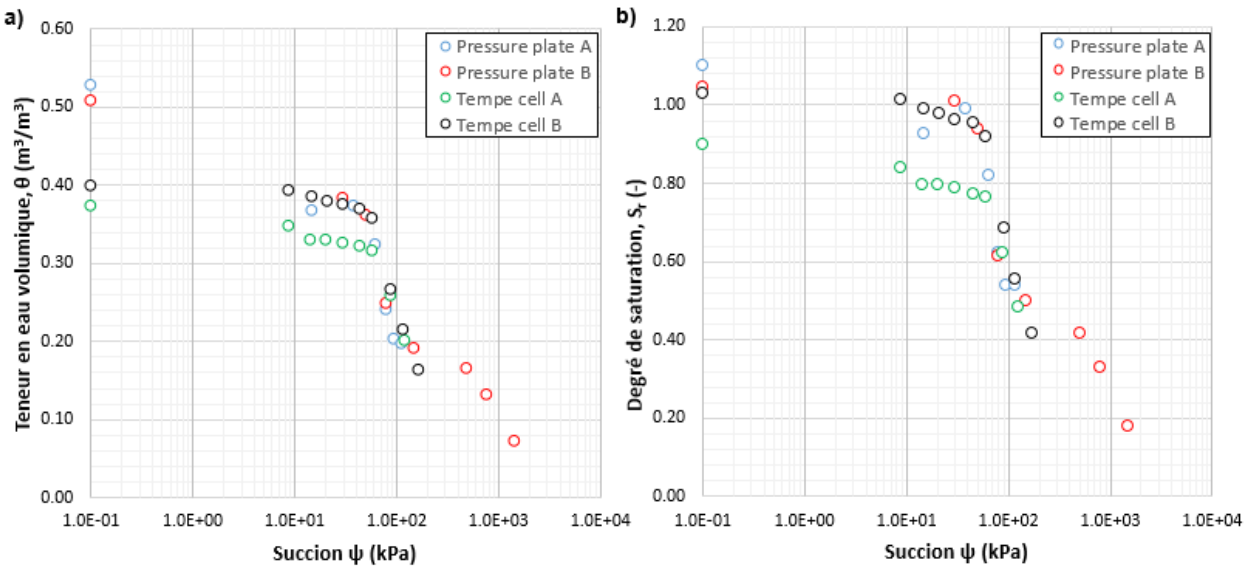


Figure 4.22: (a) Valeurs expérimentales de la teneur en eau volumique, θ, et (b) du degré de saturation, S_r en fonction de la succion, ψ (kPa) pour les essais en cellule Tempe et en cellule de pression pour les résidus de la mine CM.

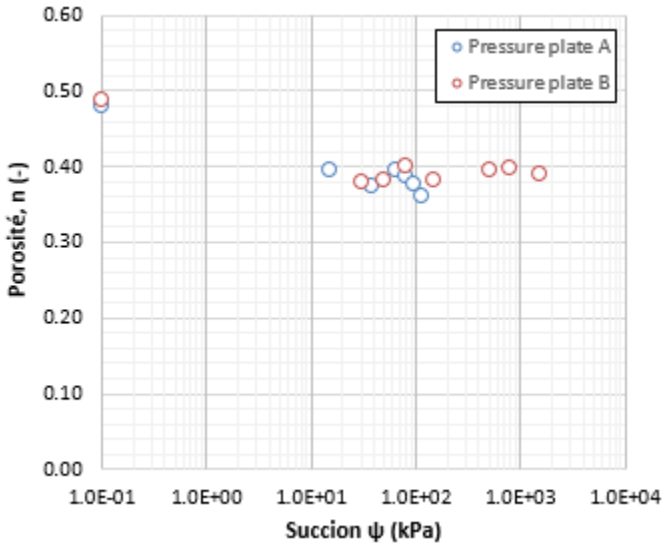


Figure 4.23: Valeurs expérimentales de la porosité, *n*, en fonction de la succion, ψ (kPa) pour les essais en cellule de pression (pressure plate) A et B.

La courbe de rétention d'eau, CRE, a été tracée à partir des données de l'essai en cellule Tempe B et des données des essais au pressure plate (A et B). Les données de la cellule Tempe A ont été écartées puisque l'échantillon n'était pas entièrement saturé initialement. Les valeurs expérimentales initiales de teneur en eau (pression nulle) des essais au pressures plate ont également été écartées, car elles correspondaient à une porosité plus élevée (porosité correspondant à une suspension) que celle du reste de l'essai (porosité de la pulpe de 0,48 et 0,49 contre 0,38 et 0,39 par la suite). La baisse de la teneur en eau initiale semble avoir été causée par la sédimentation de la pulpe et l'évaporation de l'eau et non par l'application d'une succion. Le modèle descriptif de Fredlund et Xing (1994) (équation 2.9) a été utilisé pour tracer la courbe de rétention d'eau après ajustement aux données expérimentales. La pression d'entrée d'air (AEV) ainsi obtenue est d'environ 50 kPa (les valeurs des paramètres de la CRE lissée sont présentées au tableau 4.9). La CRE mesurée (et lissée) est comparée avec la CRE prédite (modèle Kovacs Modifié, MK, équation 2.11; Aubertin et al., 2003), à la figure 4.24. L'AEV mesuré (~50 kPa) est dans l'intervalle attendu pour des résidus fins de type ML (10 à 70 kPa) (Bussière, 2007). L'AEV prédit par la méthode des tangentes avec le modèle MK est d'environ 25 kPa, ce qui est inférieur à l'AEV de la CRE lissée. À titre comparatif, des essais effectués à l'aide de la cellule de pression par Saleh-Mbemba (2016)

sur des résidus (plus fins) de la mine CM échantillonnés en 2012 ont donné un AEV d'environ 65 kPa, soit une valeur légèrement supérieure à cette obtenue dans la présente étude.

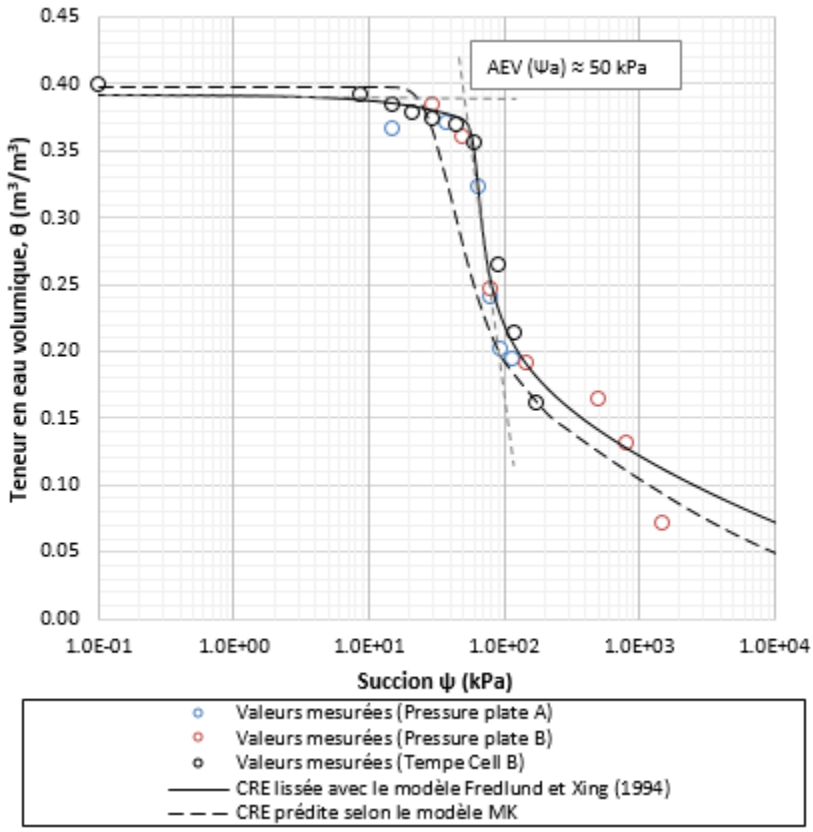


Figure 4.24: Teneurs en eau volumique, θ mesurées (points) en fonction de la succion, ψ (kPa), courbe de rétention d'eau lissée (modèle de Fredlund et Xing (1994) – trait plein) et courbe de rétention d'eau prédite (modèle MK (Aubertin et al., 2003) - pointillés) pour les résidus CM.

Tableau 4.8: Paramètres du modèle MK (Aubertin et al., 2003) (équation 2.11) pour les résidus CM.

e (-)	S_s (m^2/kg)	h_{co} (cm)	m (-)	a_c (-)	ψ_r (kPa)	ψ_n (kPa)	ψ_0 (kPa)	AEV (kPa)
0,66	325,7	1399	0,0875	0,01	477	0,1	10^6	25

Tableau 4.9: Paramètres du modèle de Fredlund et Xing (1994) (équation 2.9) pour la CRE lissée des résidus CM.

a_f (kPa)	n_f (-)	m_f (-)	θ_r (-)	AEV (kPa)	θ_{sat} (-)	m_w (kPa^{-1})
30,4	20	0,214	0,173	52	0,391	$3,75*10^{-4}$

4.5 Comportement in situ des résidus miniers à proximité d'une inclusion drainante

Cette section présente certaines observations visuelles réalisées sur le parc à résidus de la mine Canadian Malartic (CM) ainsi que les résultats de mesure des pressions d'eau, u [kPa], les charges hydrauliques h [m], les teneurs en eau volumiques, θ, les succions, ψ [kPa], et les températures, T [°C], enregistrées par les différents instruments installés *in situ*. Les instruments et le mode d'installation sur le parc à résidus sont présentés à la section 3.2.

4.5.1 Observations visuelles

Le parc à résidus de la mine CM est généralement rehaussé d'environ 3 mètres par année. Entre l'installation des instruments (juillet 2016) et septembre 2017 (période étudiée pour cette étude), deux séquences de déposition ont eu lieu dans les cellules PR1D et PR2A (voir la figure 3.7 pour le plan général du parc à résidus de la mine CM et le positionnement des cellules de déposition). La déposition a eu lieu du 20 janvier 2017 au 17 février 2017 et du 19 août 2017 au 11 septembre 2017, soit un total de 51 jours de déposition au cours de l'année 2017. Environ trois mètres de résidus (après la sédimentation de la pulpe) ont été déposés dans les cellules PR1D et PR2A durant cette période.

Les inclusions de roches stériles sont rehaussées avant chaque nouvelle séquence de déposition de résidus. Des camions (100 tonnes) déversent les roches stériles sur l'inclusion à rehausser puis une chargeuse régale au butoir les rejets ajoutés (figure 4.25). Le compactage de l'inclusion est réalisé par le passage répété de la machinerie.

Figure 4.25: Rehaussement de l'inclusion de roches stériles appelé « Digue Ouest » par des camions (100 tonnes) et une chargeuse dans le parc à résidus de la mine CM, septembre 2017.

Les résidus miniers sont ensuite déposés hydrauliquement sous forme de pulpe dans les cellules de déposition via des tuyaux de 8 pouces de diamètre (figure 4.26) installés à plusieurs endroits sur la crête des inclusions de roches stériles. La déposition dans une même cellule peut se faire à partir d'un ou de plusieurs points de déposition simultanément. Les points de déversement peuvent également être déplacés au cours de la séquence de déposition dans la cellule.

Figure 4.26: Déposition hydraulique des résidus miniers à partir de la crête de l'inclusion 1 dans la cellule de déposition PR1D du parc à résidus de la mine CM, septembre 2017.

La teneur en eau massique *w* des résidus à la sortie des tuyaux est très élevée, soit environ 54% (densité de pulpe, $P_{\%} \approx 65\%$ (selon données de la mine)) ce qui correspond à un indice des vides d'environ 1.46 en considérant une densité relative des grains de 2.71 (tableau 4.1). En raison de cette teneur en eau élevée, de l'eau s'accumule en surface et est évacuée par un déversoir parfois situé dans le bassin de déposition (p.ex. PR2A (au sud) (figure 4.27)). Des tranchées temporaires peuvent être creusées dans les inclusions afin de faciliter le déplacement de l'eau de surface vers le déversoir (figure 4.28).

Figure 4.27: Photo du déversoir (environ 15 m de haut) du parc à résidus de la mine CM, situé dans la cellule de déposition PR2A.

Figure 4.28: Déversoir temporaire pour évacuer l'eau de la cellule de déposition PR2B vers la cellule PR2A (parc à résidus de la mine CM, septembre 2017).

Une fois la période de déposition terminée, et le surplus d'eau évacué, les résidus miniers sont exposés aux conditions naturelles de surface : intempéries, précipitations et évaporation. Des fissures de dessiccation (quelques centimètres de profondeur) peuvent être créées par l'évaporation, et des accumulations d'eau localisées peuvent se produire en surface suite à des précipitations et au ruissellement (figure 4.29). Il ne semble pas y avoir de tendance particulière quant à la localisation des zones de dessication et des accumulations d'eau par rapport aux inclusions de roches stériles.

Des observations ont également été réalisées pendant la campagne de forage (section 3.2). Des lentilles de glaces (dont l'épaisseur pouvait aller jusqu'à 15 cm) ont notamment été rencontrées au cours des forages (figure 4.30). Ces lentilles étaient regroupées en particulier entre 331 et 333 mètres d'élévation (soit entre 16,46 et 17,07 m sous la surface des résidus miniers; voir Annexe B pour les rapports de forages).

Figure 4.29: Accumulation d'eau et fentes de dessication à la surface des résidus à proximité de l'inclusion de stériles # 9, 50 jours après la fin de la déposition (parc à résidus de la mine CM, septembre 2017).

Figure 4.30: Lentilles de glace (épaisseur de 15 cm) dans le forage PZ-IRME-10 entre 16,46 et 17,07 m sous la surface des résidus miniers.

4.5.2 Pression d'eau interstitielle

Les pressions d'eau interstitielles, *u* [kPa], et les charges hydrauliques (calculées par rapport au niveau de la mer), *h* [m], ont été mesurées par dix-huit piézomètres à corde vibrante (VWP01 à VWP18) (section 3.2.1.1; voir aussi la figure 3.8 pour le positionnement des instruments et l'Annexe C pour les coordonnées exactes de chacun des instruments). La figure 4.31 présente l'évolution des charges hydrauliques, *h* [m] dans le bassin PR1D (à l'ouest de l'inclusion Digue Ouest) entre le 18 août 2016 et le 11 février 2017. La prise de donnée des instruments installés dans la cellule de déposition PR1D a été interrompue en février 2017, car les fils des instruments ont été accidentellement sectionnés au cours des opérations de la mine. La figure 4.32 présente l'évolution des charges hydrauliques, *h* [m] dans le bassin PR2A (à l'est de l'inclusion Digue Ouest) entre le 18 août 2016 et le 20 septembre 2017.

Les instruments ont enregistré des fluctuations de la charge hydraulique (h_{max}-h_{min}) variant entre 3,2 m et 5,3 m pour les instruments ayant arrêté de fonctionner en février 2017 (VWP01 à VWP09 et VWP16 à VWO18) et entre 5,9 m et 12,3 m pour les autres instruments (VWP10 à VWP15) (figures 4.31 et 4.32). Plusieurs phénomènes ont pu engendrer ces fluctuations, incluant la déposition de résidus dans les cellules où les instruments sont installés, la déposition de résidus dans les cellules adjacentes dont l'eau se déverse dans les cellules où les instruments sont installés, les précipitations, et la variation de l'élévation de la sortie des déversoirs. Les périodes de déposition dans les cellules instrumentées (PR1D et PR2A) et les périodes de déposition dans les cellules adjacentes dont l'eau se déverse dans les cellules instrumentées (PR1E (et PR1D pour les instruments de la cellule PR2A)) sont indiquées sur les figures 4.31 et 4.32.

Tous les instruments suivent généralement les mêmes tendances. Par exemple, les instruments ont tous enregistré une diminution progressive de la charge hydraulique au mois de novembre, suivie d'une remontée rapide au moment de la déposition dans la cellule PR1E entre le 22 novembre et le 5 décembre 2016 (figures 4.31 et 4.32). Les périodes de déposition ont donc entraîné une augmentation de la charge hydraulique. Une diminution progressive de la charge, sur plusieurs semaines, suit généralement les périodes de déposition (figures 4.31 et 4.32).

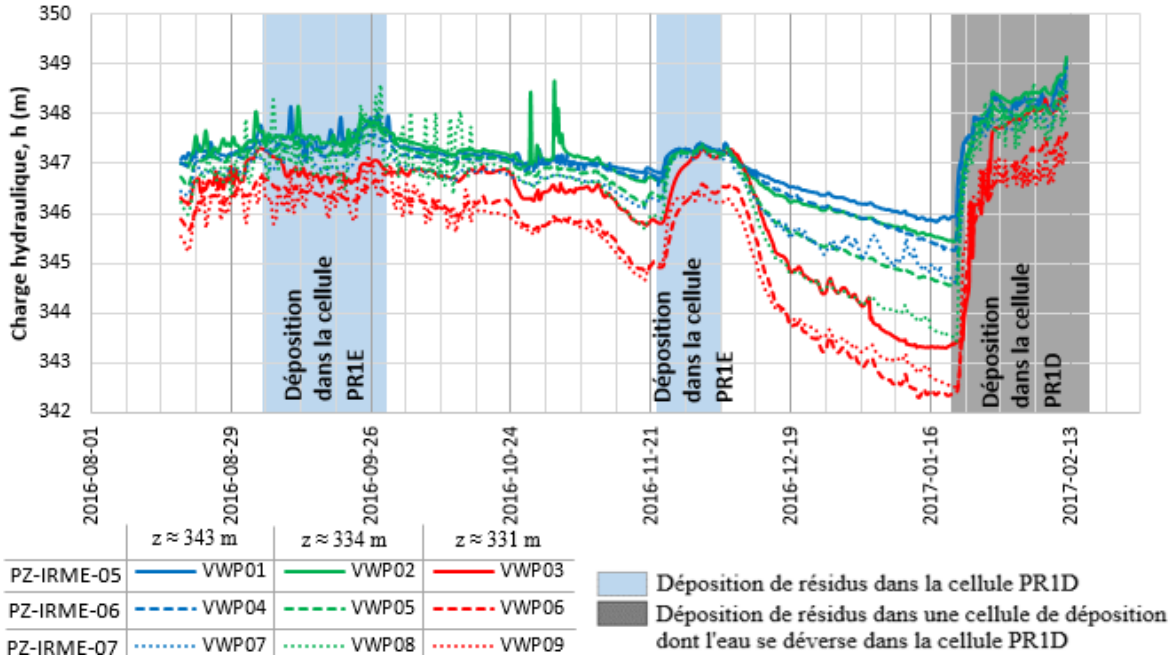


Figure 4.31: Évolution des charges hydrauliques, *h* (m), dans la cellule de déposition PR1D entre le 18 août 2016 et le 11 février 2017 enregistrée par les instruments VWP01 à VWP09 installés dans les trous de forages PZ-IRME-05 à PZ-IRME-07.

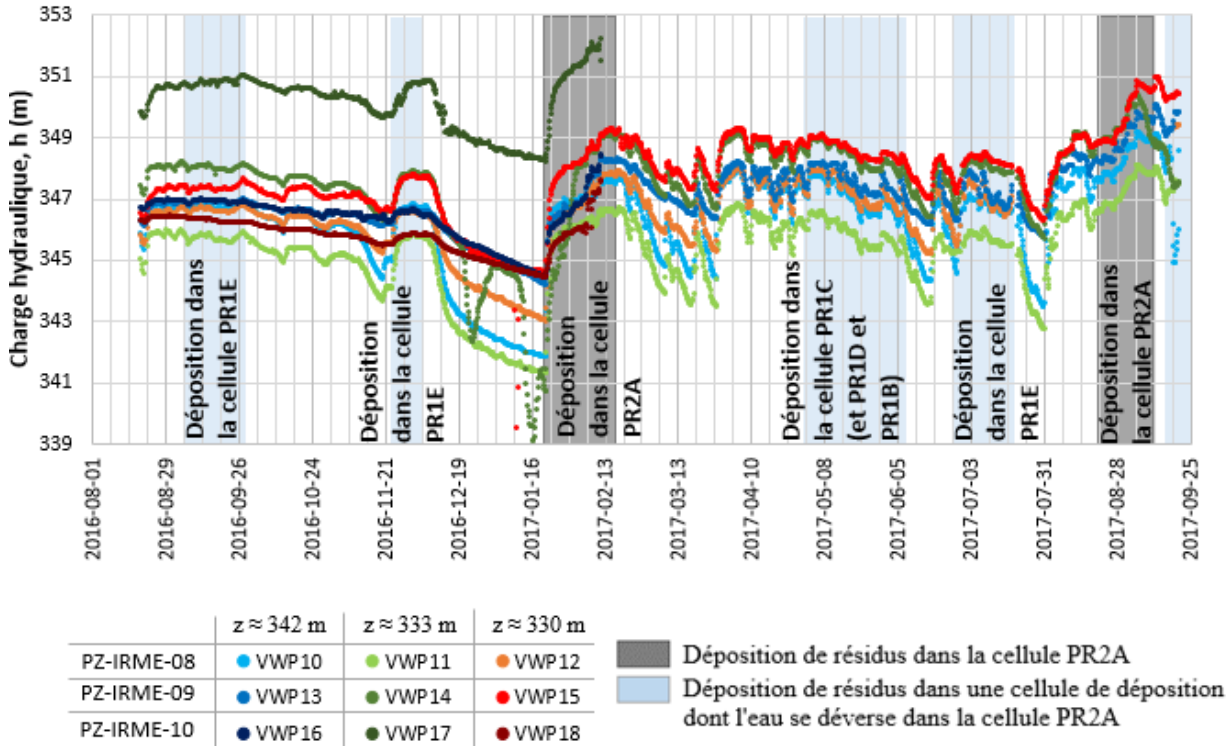


Figure 4.32: Évolution des charges hydrauliques, *h* (m), dans la cellule de déposition PR2A entre le 18 août 2016 et le 20 septembre 2017 enregistrée par les instruments VWP10 à VWP18 installés dans les trous de forages PZ-IRME-08 à PZ-IRME-10.

La diminution la plus importante des charges hydrauliques (entre -1,3 m et -6,7 m pour une moyenne de -3,1 m) a été mesurée entre le 5 décembre 2016 et le 20 janvier 2017 (figures 4.31 et 4.32). La diminution de la charge semblait généralement plus importante à proximité de la digue Ouest (inclusion de roches stériles) pour une élévation donnée (figure 4.33). Cette tendance n'a cependant pas été observée dans le bas de la cellule PR1D (instruments VWP03, VWP06 et VWP09) ou avec l'instrument VWP14. La température des résidus est restée pratiquement constante entre le 5 décembre 2016 et le 20 janvier 2017; les instruments n'ont pas enregistré de diminution de plus de 1°C sur cet intervalle de temps (figures 4.46 et 4.47). La diminution des charges n'a donc pas été causée par une variation de température dans les résidus.

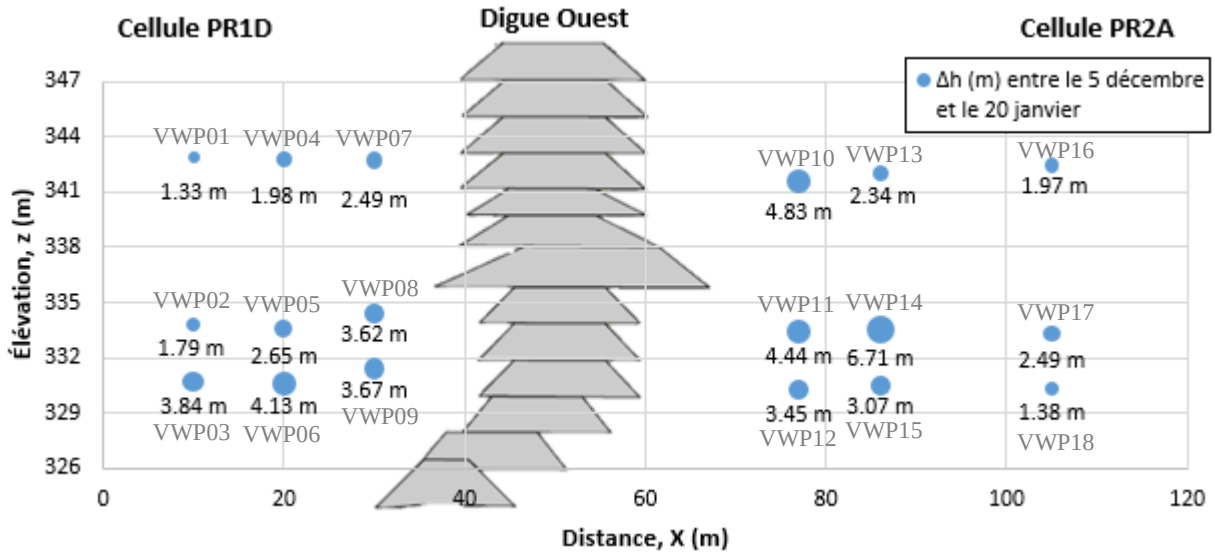


Figure 4.33: Diminution de la charge hydraulique, Δ*h*, mesurée entre le 5 décembre 2016 et le 20 janvier 2017 par les instruments VWP01 à VWP18.

Une augmentation de la charge hydraulique a été enregistrée pendant les deux périodes de déposition dans les cellules PR1D et PR2A (respectivement du 20 janvier 2017 au 17 février 2017 et du 19 août 2017 au 11 septembre 2017) (figures 4.31 et 4.32). Les mesures de pression d'eau, u [kPa], enregistrées le 17 février 2017 et le 11 septembre 2017 (à la fin des deux périodes de déposition) avec les instruments VWP10 à VWP15 (PZ-IRME-08 et PZ-IRME-09) ont été comparées avec la pression hydrostatique, u_0 [kPa], pour une nappe située à l'élévation z = 348,5 m et z = 350 m (élévations approximatives des résidus miniers après les deux périodes de déposition où les instruments ont été installées) (figure 4.34). Seuls les instruments installés dans les trous de forages PZ-IRME-08 et PZ-IRME-09 ont enregistré les données le 17 février 2017 et le 11 septembre 2017 à cause du sectionnement accidentel (en février 2017) des fils des autres instruments.

Les différences entre les pressions mesurées et les pressions hydrostatiques (u-u_0) varient entre -22 kPa et 6 kPa le 17 février 2017 et entre -20 kPa et 6 kPa le 11 septembre. Les plus grandes différences de pressions ont été enregistrées par les instruments installés à une élévation d'environ 333 mètres, soit dans le bas du parc, au-dessus des lentilles de glace observées. De façon générale, les mesures semblent donc indiquer qu'il n'y a pas de surpression importante après un certain temps suivant la déposition dans la zone instrumentée. Il est aussi à noter que des incertitudes relativement

importantes affectent les valeurs calculées de pression hydrostatique (p.ex. hauteur variable de l'élévation de surface des résidus miniers et de la nappe phréatique); ces valeurs ne doivent donc pas être considérées comme précises. Cet aspect devrait être évalué plus en détails durant la suite des travaux sur le site.

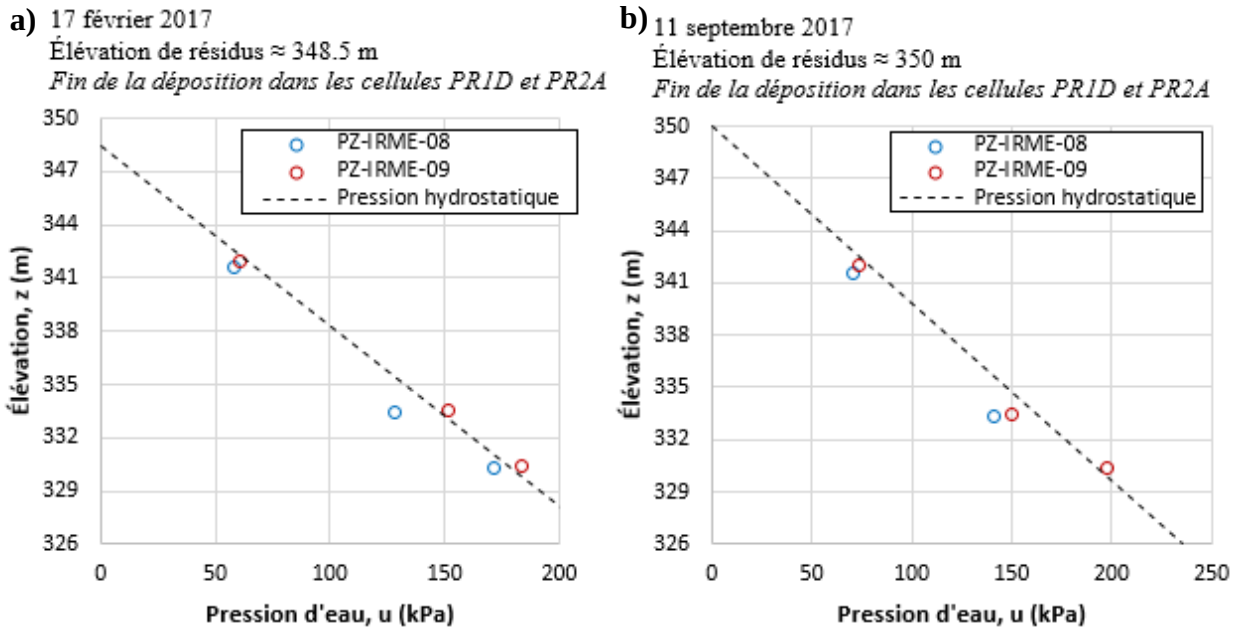


Figure 4.34: Pressions d'eau, *u* (kPa) en fonction de l'élévation, *z* (m), enregistrées a) le 17 février 2017 et b) le 11 septembre 2017 par les instruments VWP10 à VWP18 dans les trous de forages PZ-IRME-08 à PZ-IRME-10 et courbes de pression hydrostatique ($u_0=\rho_w g z_w$) pour une nappe située à la surface des résidus (z_w= 348,5 m et z_w = 350 m).

D'autres augmentations de la charge hydraulique ont été observées en dehors des périodes de déposition. Par exemple, entre le 17 février 2017 et le 29 avril 2017, entre 5 et 10 événements ont produit une augmentation de la charge hydraulique, suivis d'une réduction de la charge hydraulique (figures 4.31 et 4.32). Ces variations pourraient avoir été causées, entre autres, par des événements météorologiques ou par des évacuations d'eau emmagasinée ailleurs sur le site. L'ampleur de ces variations de pressions (charges) enregistrées pour un événement donné diffère d'un instrument à l'autre (i.e figure 4.35). Les instruments installés dans les trous de forages les plus proches de l'inclusion de roches stériles (PZ-IRME-07 et PZ-IRME-08) ont généralement enregistré, pour une élévation donnée, des augmentations de charges hydrauliques plus faibles, et, qui diminuaient plus

rapidement que pour ceux installés les plus loin de l'inclusion (PZ-IRME-05 et PZ-IRME-10) (figures 4.35 à 4.40).

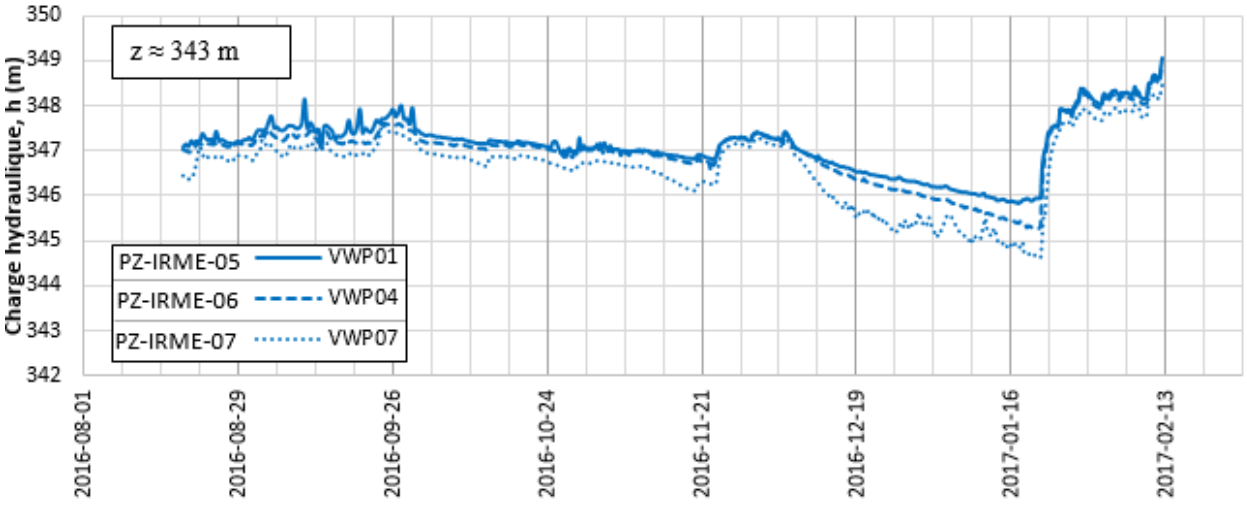


Figure 4.35 : Évolution des charges hydrauliques, *h* (m), dans la cellule de déposition PR1D entre le 18 août 2016 et le 11 février 2017 enregistrée par les instruments VWP01, VWP04 et VWP07 installés dans les trous de forages PZ-IRME-05 à PZ-IRME-07 (élévation d'environ 343 m). PZ-IRME-05 est le piézomètre le plus loin de l'inclusion et PZ-IRME-07 est le plus proche.

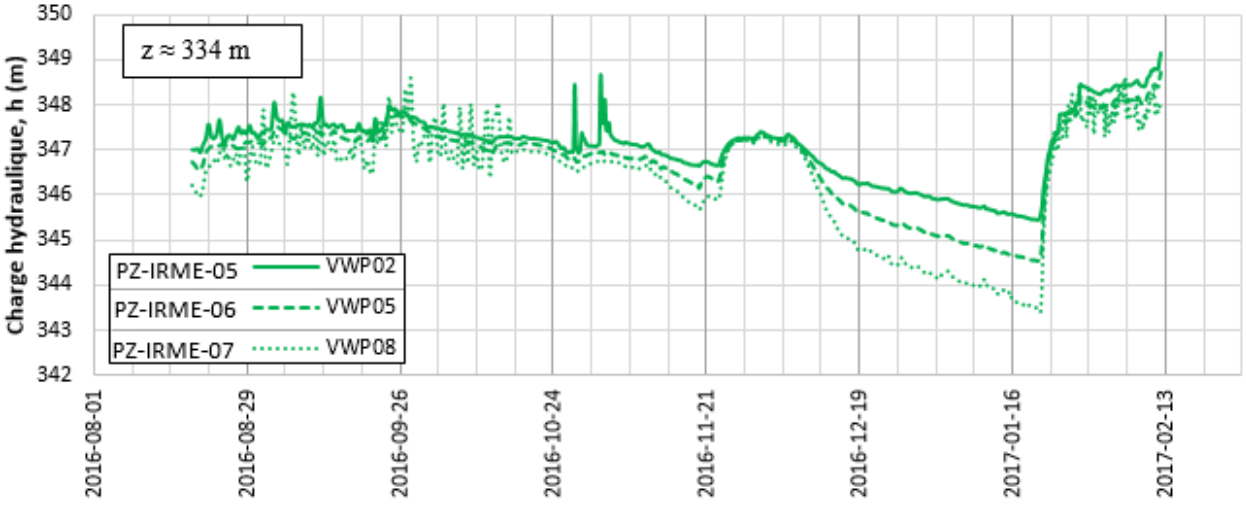


Figure 4.36 : Évolution des charges hydrauliques, *h* (m), dans la cellule de déposition PR1D entre le 18 août 2016 et le 11 février 2017 enregistrée par les instruments VWP02, VWP05 et VWP08 installés dans les trous de forages PZ-IRME-05 à PZ-IRME-07 (élévation d'environ 334 m). PZ-IRME-05 étant le piézomètre le plus loin de l'inclusion de PZ-IRME-07 le plus proche.

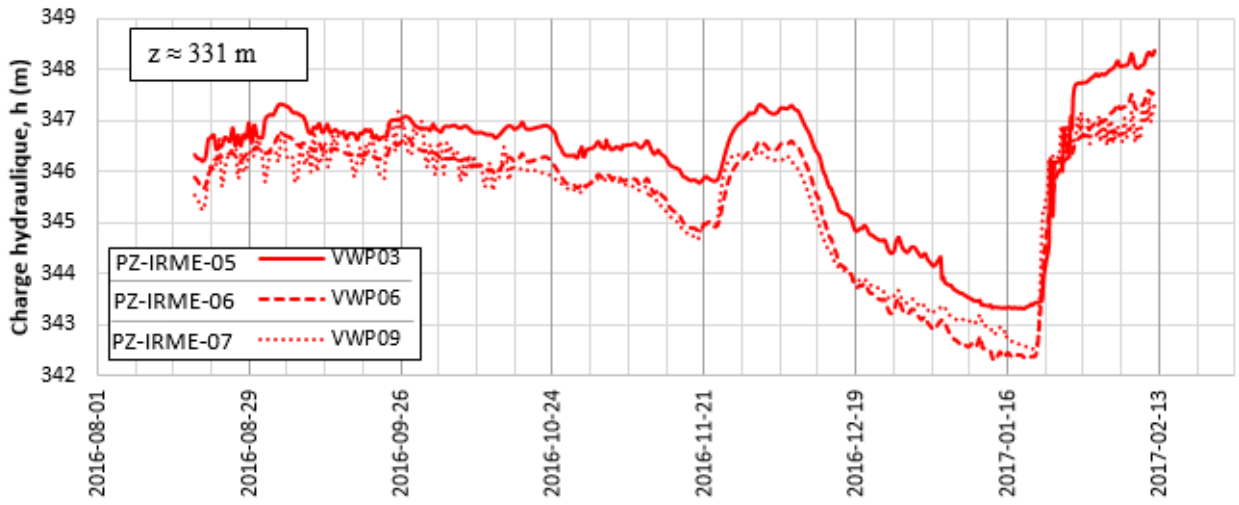


Figure 4.37: Évolution des charges hydrauliques, *h* (m), dans la cellule de déposition PR1D entre le 18 août 2016 et le 11 février 2017 enregistrée par les instruments VWP03, VWP06 et VWP09 installés dans les trous de forages PZ-IRME-05 à PZ-IRME-07 (élévation d'environ 331 m). PZ-IRME-05 étant le piézomètre le plus loin de l'inclusion de PZ-IRME-07 le plus proche.

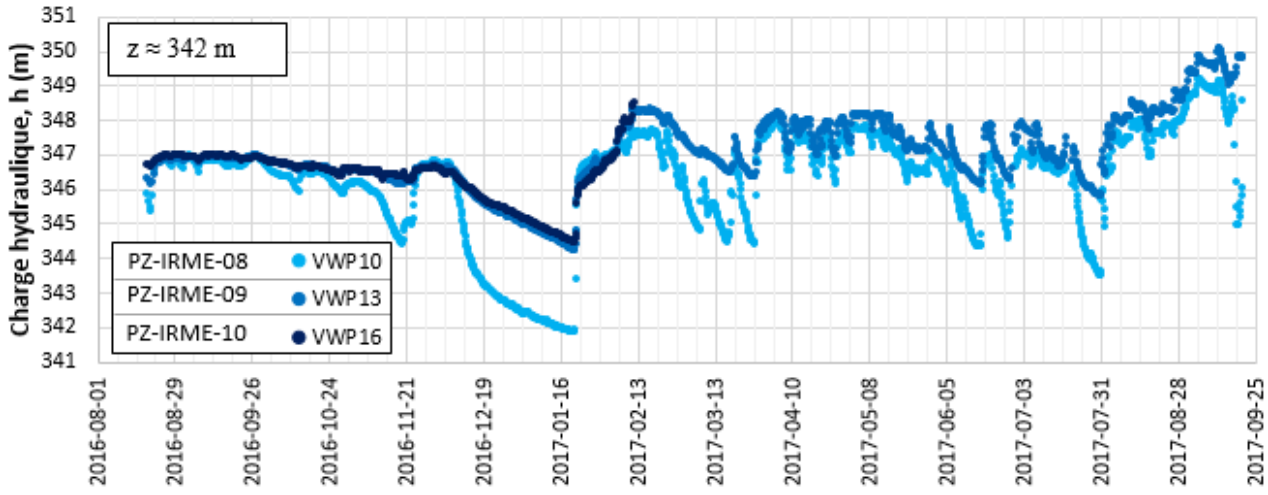


Figure 4.38: Évolution des charges hydrauliques, h (m), dans la cellule de déposition PR2A entre le 18 août 2016 et le 20 septembre 2017 enregistrée par les instruments VWP10, VWP13 et VWP16 (élévation d'environ 342 m). PZ-IRME-10 étant le piézomètre le plus loin de l'inclusion de PZ-IRME-08 le plus proche.

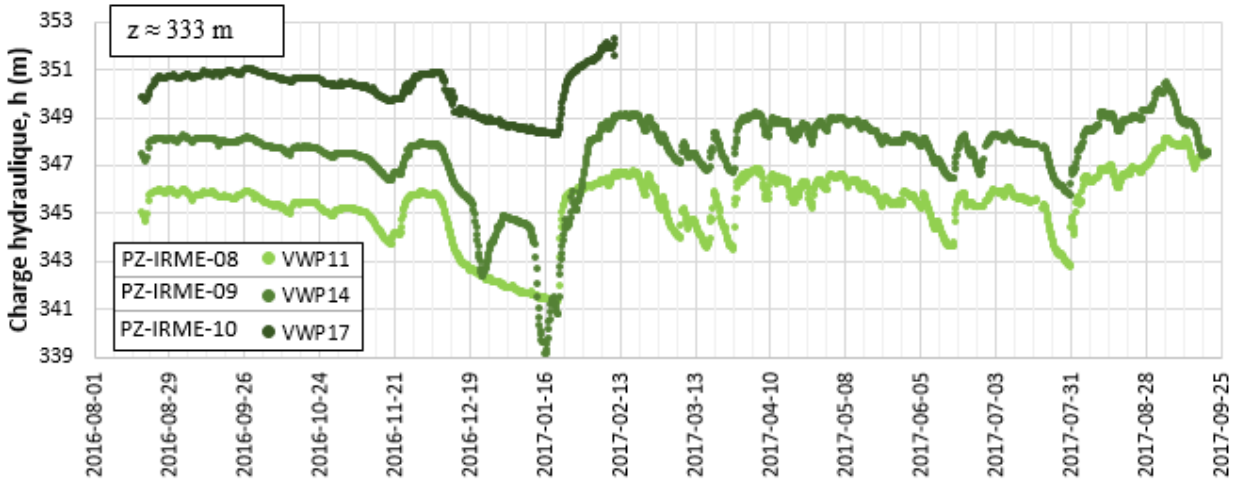


Figure 4.39: Évolution des charges hydrauliques, h (m) dans la cellule de déposition PR2A entre le 18 août 2016 et le 20 septembre 2017 enregistrée par les instruments VWP11, VWP14 et VWP17 (élévation d'environ 333 m). PZ-IRME-10 étant le piézomètre le plus loin de l'inclusion de PZ-IRME-08 le plus proche.

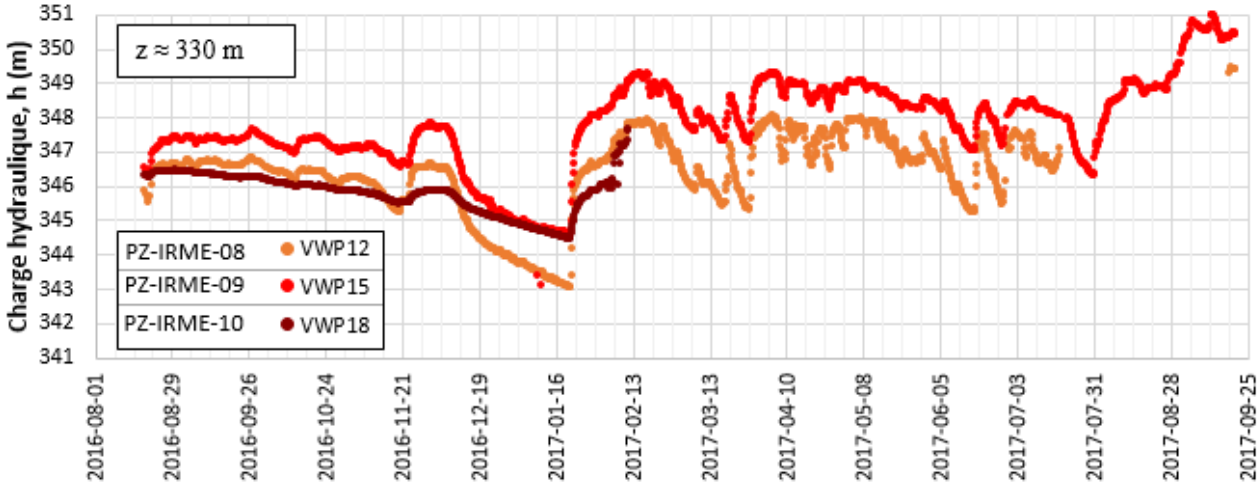


Figure 4.40: Évolution des charges hydrauliques, h (m) dans la cellule de déposition PR2A entre le 18 août 2016 et le 20 septembre 2017 enregistrée par les instruments VWP12, VWP15 et VWP18 (élévation d'environ 330 m). PZ-IRME-10 étant le piézomètre le plus loin de l'inclusion de PZ-IRME-08 le plus proche.

4.5.3 Teneur en eau volumique

Les teneurs en eau volumique dans les résidus, θ, ont été mesurées au moyen de quatorze sondes placées à différentes profondeurs et à des distances variables de l'inclusion, (TEV ou VWC) (voir la figure 3.8 pour le positionnement des instruments; les coordonnées exactes de chacun des instruments sont fournies à l'annexe C). Les variations de teneurs en eau permettent d'évaluer les changements de porosité (et de l'indice des vides) au cours du temps, et donc les éventuels tassements dans les résidus saturés (section 3.2.1.2). Ainsi, pour utiliser cette méthode de calcul des tassements, les résidus ont été considérés entièrement saturés, ce qui n'est pas nécessairement le cas dans la réalité (présence de fentes de dessication en surface du parc à résidus figure 4.29).

La figure 4.41 présente l'évolution des teneurs en eau volumique dans le bassin PR1D (à l'ouest de l'inclusion Digue Ouest) entre le 18 août 2016 et le 11 février 2017. Les mesures dans la cellule de déposition PR1D ont été interrompues en février 2017, car les fils des instruments ont été accidentellement sectionnés au cours des opérations de la mine. La figure 4.42 présente l'évolution des teneurs en eau volumique dans le bassin PR2A (à l'est de l'inclusion Digue Ouest) entre le 18 août 2016 et le 20 septembre 2017.

Les instruments installés dans les deux cellules de déposition mesuraient initialement des teneurs en eau volumiques comprises entre 0,39 et 0,55 (figures 4.41 et 4.42). Les teneurs en eau volumique enregistrées par les instruments VWC04 et VWC06 à VWC07 dans la cellule de déposition PR1D étaient légèrement à la baisse suite à l'installation des instruments puis sont demeurées relativement stables entre novembre 2016 et le 11 février 2017 (figure 4.41).

Certaines mesures réalisées avec les instruments VWC02 et VWC03 (installés dans le trou de forage PZ-IRME-06) augmentent parfois très rapidement, sans lien nécessairement avec les épisodes de déposition ou les mesures des autres capteurs. Ces augmentations brusques pourraient être dues à des écoulements préférentiels de l'eau (précipitation, eau de procédé...) le long du tube de PVC sur lequel les instruments ont été installés.

Les teneurs en eau volumiques mesurées par les instruments VWC08, VWC11 et VWC14 (θ entre 0,49 et 0,57; figure 4.42) qui sont situés le plus proche de la surface de la cellule PR2A (élévation $z \approx 342$ m) sont généralement plus élevées que celles mesurées par les autres instruments.

Les mesures de TEV enregistrées par les instruments VWC08 et VWC11 sont restées relativement constantes, respectivement autour de 0,49 et 0,57 entre le 18 août 2016 et le 20 septembre 2017; les mesures de TEV enregistrées par l'instrument VWC14 suivaient une tendance légèrement à la baisse (-0,05 sur la période de mesure). Les TEV enregistrées par les instruments installés plus en profondeur dans la cellule de déposition PR2A (VWC09, VWC10, VWC12 et VWC13) semblaient aussi suivre une tendance générale à la baisse (entre -0,04 et -0,17 sur la période de mesure (résolution des sondes = 0,0008 m^3/m^3)). Cette baisse de TEV mesurée dans des résidus saturés pourrait indiquer une diminution de la porosité (indice des vides) liée à un tassement (Saleh-Mbemba, 2016). La contrainte effective verticale σ'_v plus faible au sommet du parc à résidus pourrait expliquer que les indices des vides à l'élévation z ≈ 342 mètres varient moins au cours du temps.

Les mesures de TEV n'ont pas semblé avoir été influencées directement par les périodes de déposition; les valeurs enregistrées semblent ainsi relativement constantes au cours du temps, ce qui semble normal puisque le phénomène de consolidation prend un certain temps. Cet aspect devra être revu plus en détail durant la suite des travaux sur le site.

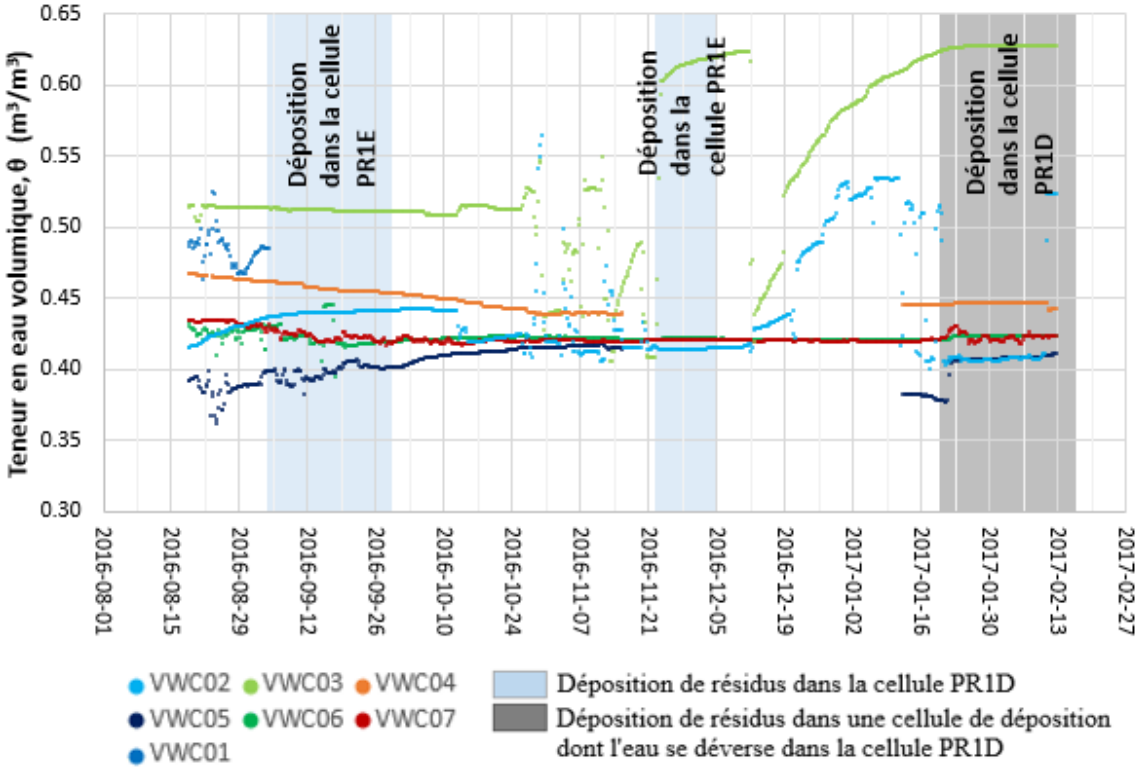


Figure 4.41: Évolution des teneurs en eau volumiques, θ, enregistrées par les instruments VWC01 à VWC07 dans la cellule de déposition PR1D entre le 18 août 2016 et le et le 11 février 2017.

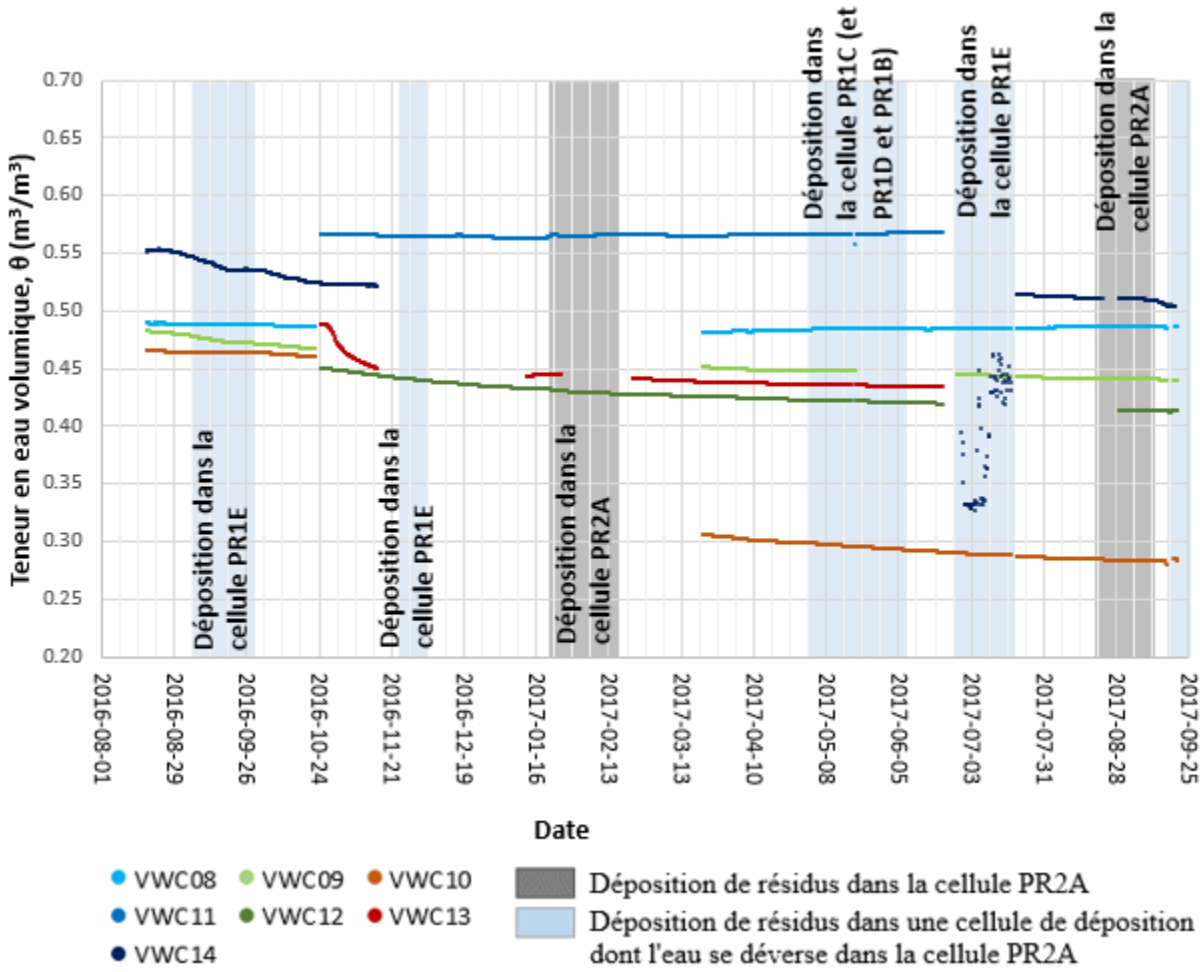


Figure 4.42: Évolution des teneurs en eau volumiques, θ, enregistrées par les instruments VWC08 à VWC14 dans la cellule de déposition PR2A entre le 18 août 2016 et le et le 20 septembre 2017.

Les figures 4.43 et 4.44 présentent l'évolution de l'indice des vides en fonction du temps en posant l'hypothèse (jugée représentative) que les résidus sont saturés (S_r=100%) dans le parc à résidus (voir l'équation 3.9 pour le calcul de l'indice des vides à partir de la teneur en eau volumique). Les indices des vides ainsi obtenus dans les deux cellules sont compris entre 0,65 et 1,25.

Les indices des vides calculés à partir des sondes VWC08, VWC11 et VWC14 (élévation $z \approx 342$ m) se situaient initialement entre 0,95 et 1,30 (figure 4.44). Des mesures réalisées sur des résidus prélevés sur le terrain ($e = G_s\gamma_w/\gamma_d$ - 1) ont toutefois indiqué que l'indice des vides à la surface du parc à résidus (cellule de déposition PR2B) serait compris entre 0,61 et 0,76 (moyenne de 0,72) et entre 0,67 et 0,96 à 50 cm de profondeur (moyenne de 0,79) (Essayad, 2019). Les

indices des vides calculés à partir des mesures de TEV (instruments VWC08, VWC11 et VWC14) semblent donc être particulièrement élevés par rapport aux mesures directes effectuées sur le terrain. Par contre, il est à noter qu'il est difficile de déterminer précisément l'indice des vides sur le terrain par méthode directe et que les échantillons n'ont pas été prélevés dans la cellule de déposition où sont installés les instruments.

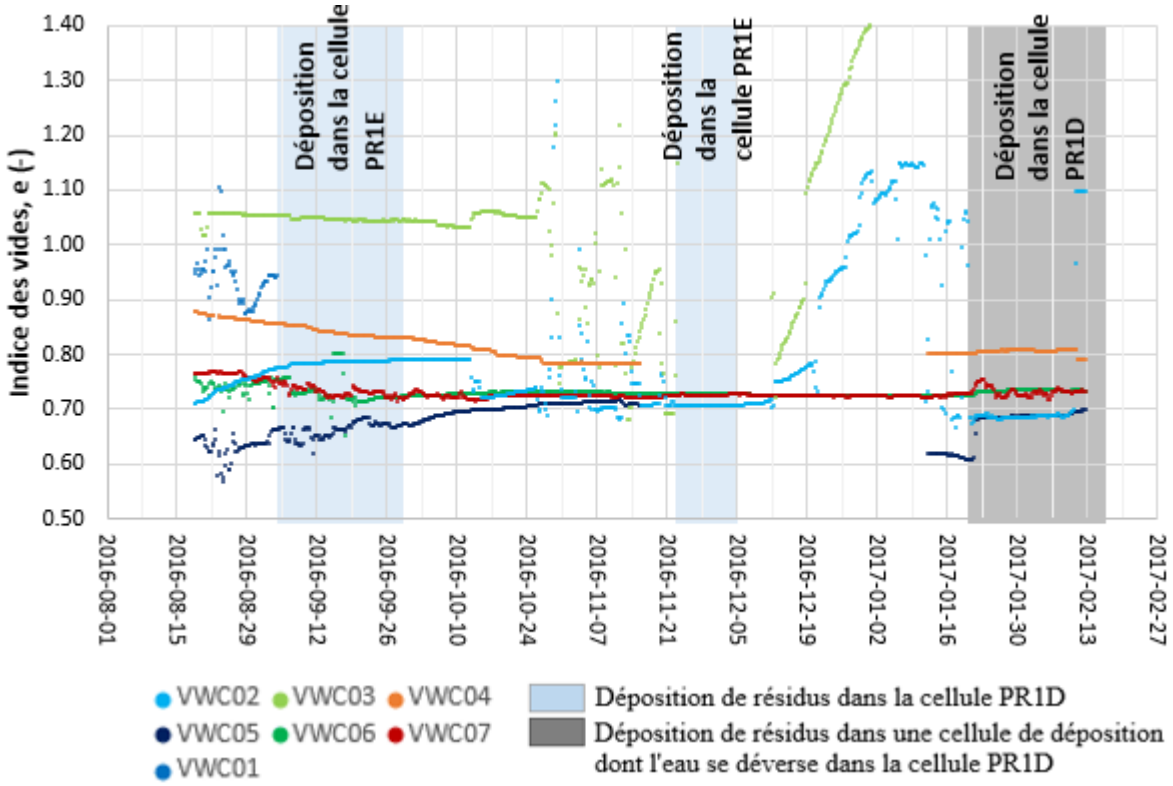


Figure 4.43: Évolution des indices des vides, e, calculés à partir des teneurs en eau volumique, θ, mesurées par les instruments (VWC01 à VWC07) dans la cellule de déposition PR1D entre le 18 août 2016 et le 11 février 2017.

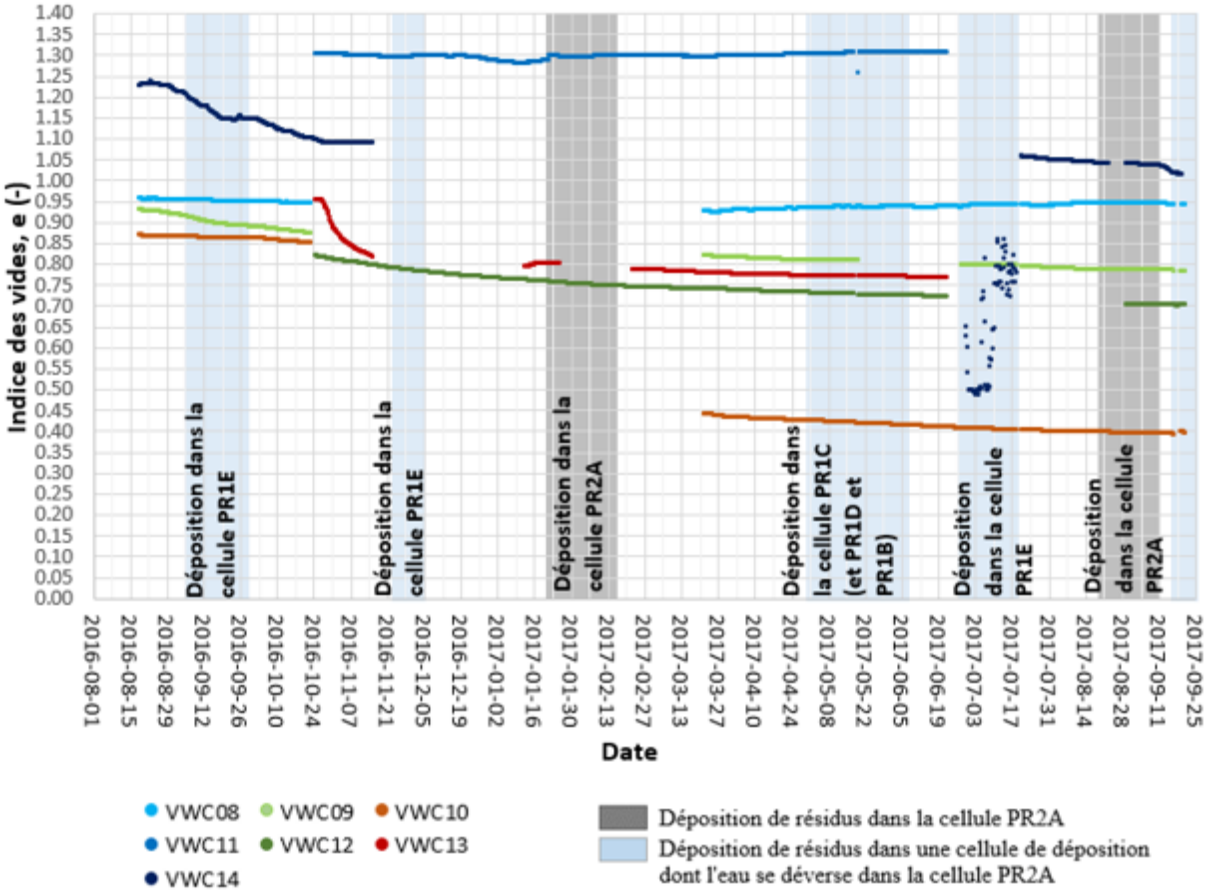


Figure 4.44: Évolution des indices des vides, e, calculés à partir des teneurs en eau volumiques, θ, enregistrées par les instruments (VWC08 à VWC14) dans la cellule de déposition PR2A entre le 18 août 2016 et le 20 septembre 2017.

4.5.4 Succion et température

Les pressions d'eau négatives, ou succions, ψ, ont été mesurées dans les résidus au moyen de neuf sondes installées de part et d'autre de l'inclusion de roches stériles environ 20 cm sous la surface des résidus (section 3.2.1.3). Les coordonnées exactes de chacun des instruments sont présentées à l'Annexe C. Les figures 4.45 et 4.46 présentent l'évolution des succions (et des températures) dans le bassin PR1D (à l'ouest de l'inclusion) et dans le bassin PR2A (à l'est de l'inclusion), respectivement.

Les valeurs de la succion enregistrées par tous les instruments (SS-01 à SS-09; figures 4.45a et 4.46a) étaient relativement constantes, soit entre 10 et 15 kPa, de leur installation le 18 août 2016

à la mi-décembre 2016. Des succions plus élevées (allant de 30 à 43 kPa, selon l'emplacement des mesures) ont été enregistrées des deux côtés de l'inclusion entre la mi-décembre 2016 et le début juillet 2017, sauf pour l'instrument SS-03 qui a enregistré des succions entre 10 et 15 kPa (figures 4.45a et 4.46a). Les températures mesurées entre la mi-décembre 2016 et le début juillet 2017 se situaient autour de 0°C (figures 4.45b et 4.46b). Les succions sont descendues avec la remontée des températures en juillet 2017 et sont restées entre 10 et 15 kPa jusqu'au 20 septembre 2017 (figures 4.45a et 4.46a). Les succions importantes pourraient donc être causées par le gel (partiel) de l'eau dans les résidus. Les succions sont redescendues à des valeurs situées entre 10 et 15 kPa pendant la période de déposition dans la cellule PR1D et PR2A (du 20 janvier 2017 au 17 février 2017). Cette variation pourrait être expliquée par la teneur en eau élevée des matériaux déposés.

Les succions mesurées n'ont jamais dépassé l'AEV des résidus, évalué selon les essais en laboratoire (~ 50 kPa) sur la période de mesure ce qui suggère que les résidus ont maintenu un degré de saturation élevé (proche de 100%).

Les températures ont aussi été mesurées par les dix-huit piézomètres à corde vibrante et les quatorze sondes de teneur en eau installées sur le parc à résidus. Les coordonnées exactes de chacun des instruments sont présentées à l'Annexe C. Les figures 4.47 et 4.48 présentent respectivement les températures (mesurées par les deux types de sondes) à l'est et à l'ouest de l'inclusion de roches stériles.

Les températures mesurées dans les résidus étaient souvent autour de 0°C. Cela concorde avec la présence de lentilles de glace en profondeur, telles que celles rencontrées au cours de la campagne de forage de l'été 2016 (figure 4.31). Les instruments installés dans la cellule de déposition PR1D situés les plus proches de la surface (VWP01, VWP04, VWP07, VWC02 et VWC05) ont enregistré des températures supérieures (entre 2 à 6 °C), avec une légère variation de température au cours du temps (entre 1,5 et 3,0 °C). Les autres instruments, installés plus en profondeur, ont enregistré des températures quasi constantes pendant la durée des mesures. Les variations de la température à l'automne 2016 ne semblaient pas correspondre à des événements particuliers et n'ont pas eu lieu au même moment d'un bassin à l'autre (augmentation des températures d'août 2016 à mi-novembre 2016 pour le bassin PR1D et augmentation des températures de novembre 2016 à mi-décembre 2016 pour le bassin PR2A). Il est possible que les températures enregistrées aient été influencées par la température de l'eau de procédé. Les instruments installés plus en surface dans le bassin

PR2A ont enregistré une légère augmentation de la température en juillet 2017 qui pourrait être liée au réchauffement de la température en surface.

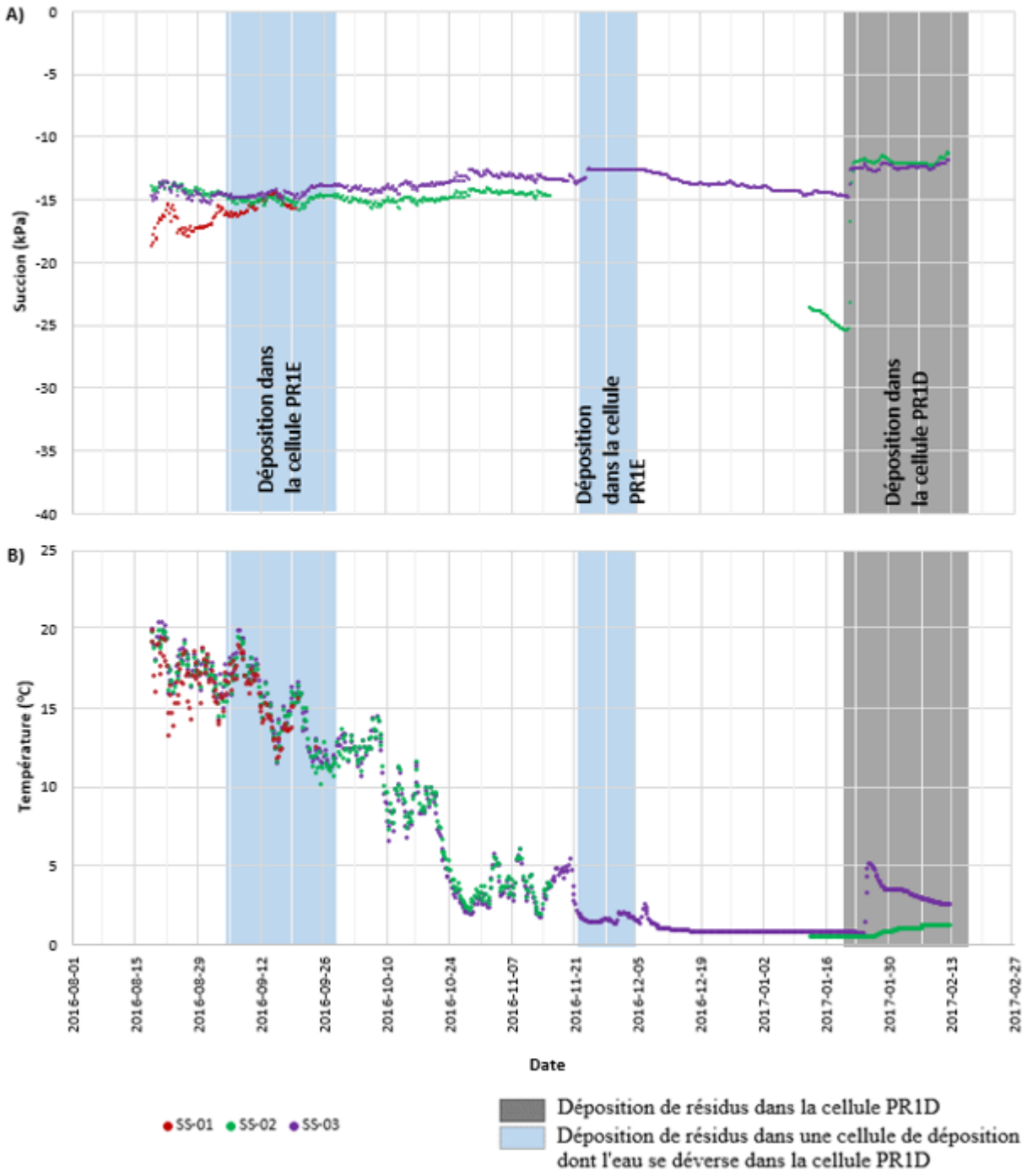


Figure 4.45: (a) Évolution des succions et (b) des températures mesurées par les sondes MPS-6 dans la cellule de déposition PR1D entre le 18 août 2016 et le 11 février 2017.

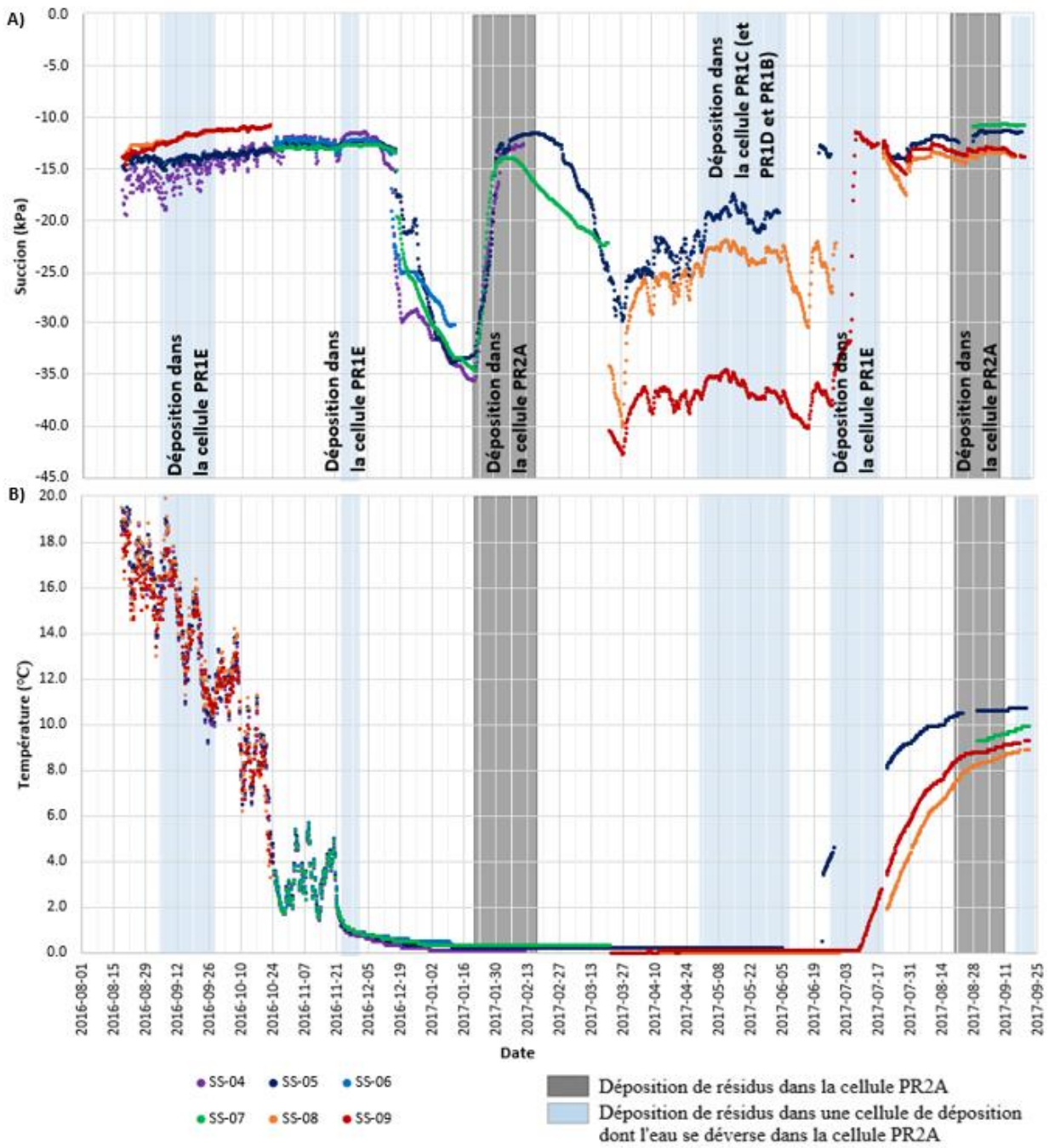


Figure 4.46: (a) Évolution des succions et (b) des températures mesurées par les sondes MPS-6 dans la cellule de déposition PR2A entre le 18 août 2016 et le 20 septembre 2017.

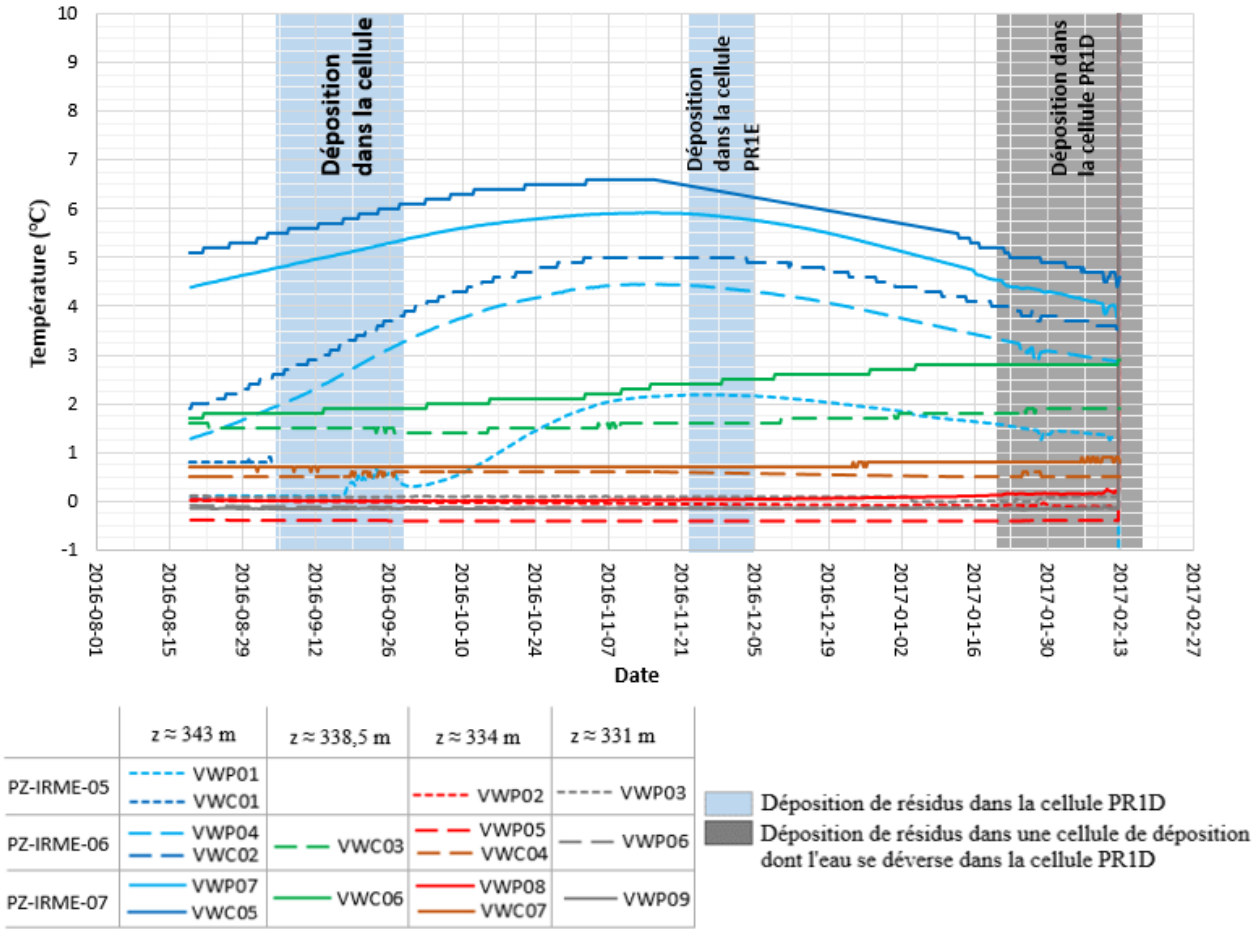


Figure 4.47: Évolution des températures dans la cellule de déposition PR1D entre le 18 août 2016 et le 11 février 2017 mesurée par les VWP et les sondes 5TE (VWC).

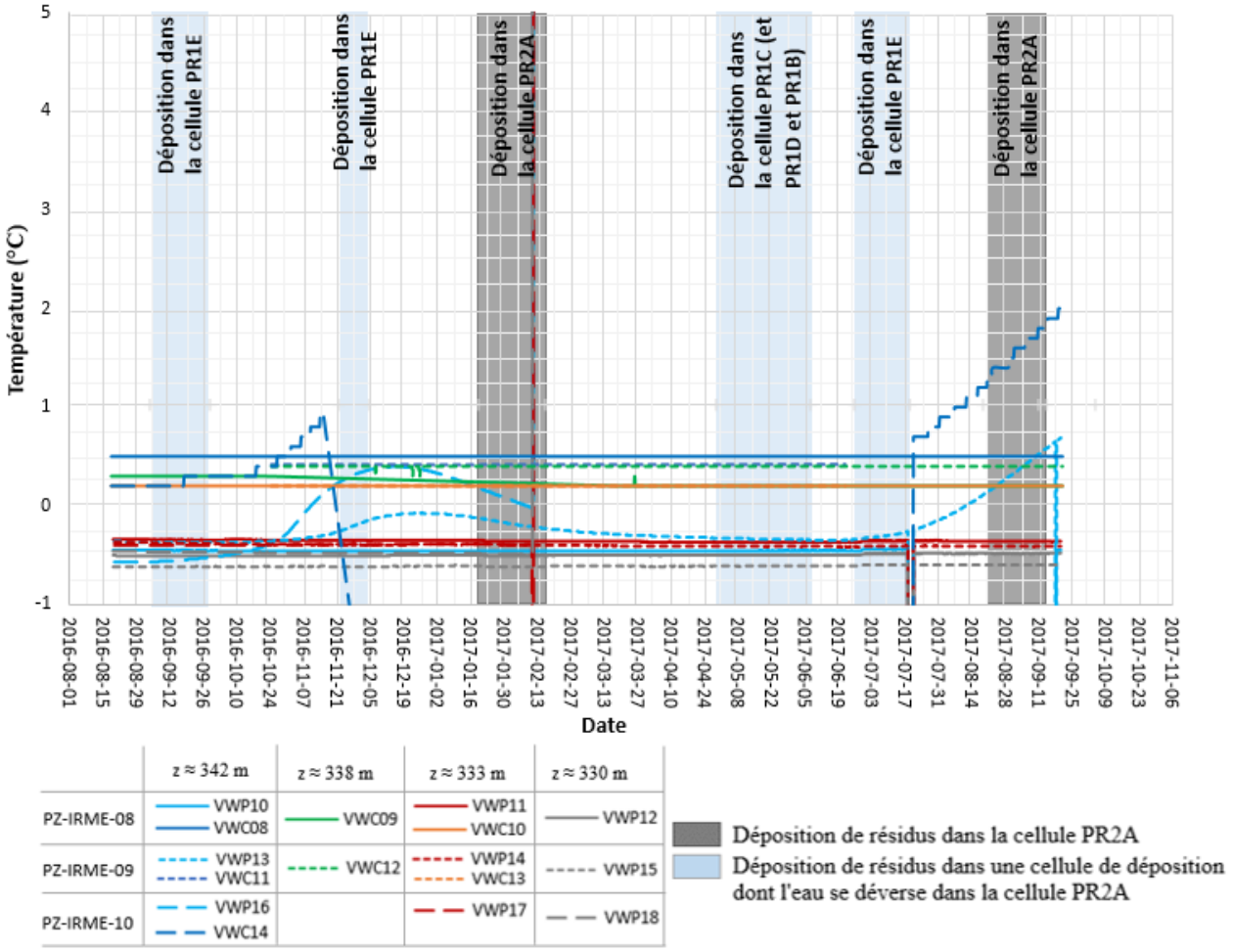


Figure 4.48: Évolution des températures, °C, dans la cellule de déposition PR2A entre le 18 août 2016 et le 20 septembre 2017 mesurée par les VWP et les sondes 5TE (VWC).

CHAPITRE 5 SIMULATIONS NUMÉRIQUES DE LA CONSOLIDATION DES RÉSIDUS MINIERS

Ce chapitre présente les résultats des simulations numériques portant sur la consolidation de résidus miniers. La première section présente quelques simulations préliminaires afin de reproduire des résultats analytiques et expérimentaux et vérifier l'applicabilité du logiciel utilisé (SIGMA/W; Geoslope Int.,2016) à la présente étude. La seconde section de ce chapitre présente les simulations sur la consolidation des résidus sur le site CM, suite à leur déposition dans le parc à proximité d'une inclusion drainante. Les résultats de cette analyse sont comparés aux données enregistrées sur le terrain et aux résultats de la caractérisation en laboratoire (voir chapitre 4 pour les résultats expérimentaux et les données de terrain).

5.1 Simulations préliminaires et vérifications

Cette section vise à évaluer l'applicabilité du code SIGMA/W 2016 pour simuler le comportement de résidus miniers. Les résultats d'un essai de compression sur les résidus miniers saturés, puis d'un essai de compression sur des résidus miniers non-saturés ont été simulés.

5.1.1 Essai de compression en colonne instrumentée sur résidus saturés (Simulation SP1)

On évalue ici la réponse obtenue avec le code SIGMA/W (2016) et les modèles de comportement CCM (simulation SP1-1) et EP (simulation SP1-2) pour représenter les résidus miniers. L'essai de compression B, simulé ici, a été réalisé sur des résidus saturés de la mine CM (les résultats expérimentaux sont présentés à la section 4.2).

5.1.1.1 Modèle conceptuel (simulation SP1-1)

L'essai B comportait au total douze paliers de chargement. Les premiers paliers n'ont cependant pas été simulés ici, car ils constituaient une phase de transition entre la sédimentation et la consolidation. Les conditions initiales simulées correspondent donc à celles du palier 3 : contrainte verticale initiale appliquée, P_0, de 23,9 kPa, indice des vides initial, e_0, de 0,703, hauteur initiale de l'échantillon, H_0, de 17,2 cm (sans surpression initiale; les pressions interstitielles sont à l'équilibre).

La colonne de résidus miniers a été modélisée en conditions axisymétriques avec un rayon de 5 cm et une hauteur de 17,2 cm (figure 5.1a). Le modèle est composé de 172 éléments de 5 cm de largeur et de 0,1 cm de hauteur (figure 5.1b). Les deux parois verticales ont été fixées en *x* (déplacements horizontaux nuls). La base a été fixée en *x* et en *y* (déplacements horizontaux et verticaux nuls). Une contrainte normale a été appliquée au sommet de l'échantillon afin de simuler le chargement par palier. Cette contrainte verticale a été augmentée toutes les trois heures selon la fonction présentée à la figure 5.2 pour un total de neuf paliers de chargement allant de 23,9 kPa à 358,5 kPa. Les surpressions interstitielles générées dans la colonne (mesurées au laboratoire et simulées numériquement) étaient entièrement dissipées après 3 heures (retour à l'équilibre hydrostatique). Une pression nulle (u=0) a été définie au sommet de la colonne afin de simuler la position de la nappe pendant l'essai et permettre le drainage vertical. Les conditions frontières imposées au modèle sont présentées à la figure 5.1c.

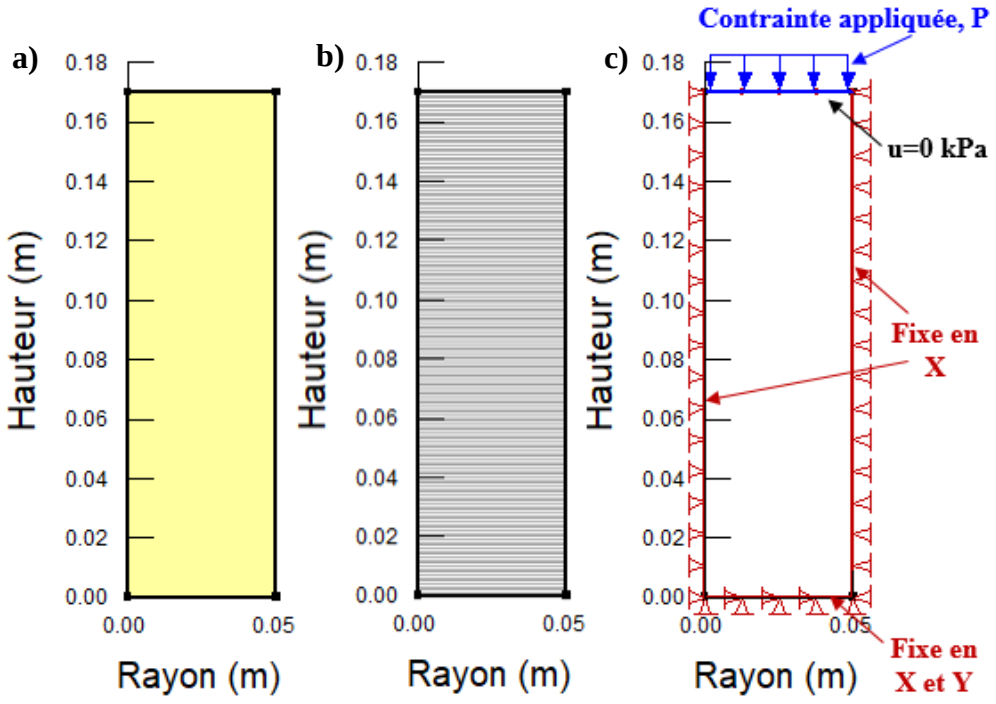


Figure 5.1: (a) Géométrie, (b) maillage et (c) conditions frontières pour la simulation de l'essai de compression sur les résidus miniers saturés dans une colonne instrumentée (simulation SP1).

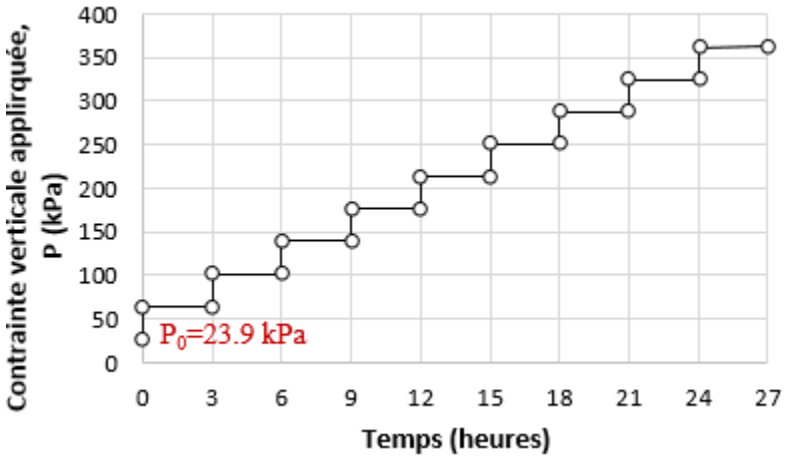


Figure 5.2: Évolution de la contrainte verticale, P, appliquée (et simulée) au sommet de la colonne de résidus en fonction du temps (essai B, voir détails à la section 4.2).

Le comportement des résidus a été simulé avec le modèle Cam-Clay Modifié (CCM) (section 2.4.2.3). Des valeurs de C_r de 0,0185 (Essayad, 2015) et de C_c de 0,059 (essai B) ont été utilisées. Les valeurs de κ et de λ associées (pour le modèle CCM) sont respectivement de 0,008 et de 0,0256 (équations 2.59 et 2.60). Le poids volumique saturé, γ_{sat}, des résidus est de 19,65 kN/m^3 (calculé à partir de l'indice des vides initial e_0 = 0,703 et de la densité relative des grains D_r = 2,71). La conductivité hydraulique saturée en fonction de la contrainte effective et de l'indice des vides associé a été estimée via le modèle de prédiction de Kozeny-Carman Modifié (Mbonimpa et al., 2002). Les données de l'analyse granulométrique présentée à la section 4.1 et les indices des vides de l'essai B (section 4.2.3) ont été utilisés pour l'estimation de k_{sat} ; la conductivité hydraulique saturée initiale, k_{sat0}, a été estimée à 2,6×10^{-7} m/s (e_0 = 0,703). La conductivité hydraulique diminue avec l'indice des vides jusqu'à une valeur de 1,6×10^{-7} m/s pour le dernier palier (palier 12, e = 0,63). La figure 5.3 présente la valeur de k_{sat} estimée en fonction de l'indice des vides et en fonction de la contrainte effective verticale. Le tableau 5.1 résume les paramètres utilisés dans l'analyse numérique.

Tableau 5.1: Paramètres utilisés pour la simulation de l'essai de compressions sur les résidus miniers saturés dans une colonne avec le modèle constitutif Cam-Clay modifié (CCM) (simulation SP1-1).

Propriété des résidus miniers	**Valeur modélisation**	**Source**
Rapport de surconsolidation, OCR	1	-
Indice des vides initial, e_0	0,703	Essai B
Pente de la ligne de consolidation, λ (kPa^{-1})	0,0256	Essai B
Pente de la ligne de surconsolidation, κ (kPa^{-1})	0,008	Essayad 2015
Angle de frottement, ϕ' (°)	38	Grimard 2017
Coefficient de poisson, ν	0,28	(ν=(1-sinϕ')/(2-sinϕ'))
Poids volumique saturé initial, γ_{sat} (kN/m^3)	19,65	Essai de compression B
Conductivité hydraulique saturée initiale, $k_{sat\,0}$ (m/s) (pour e_0=0,703)	2,6×10^{-7}	Estimation Kozeny-Carman Modifié (Mbonimpa et al., 2002)

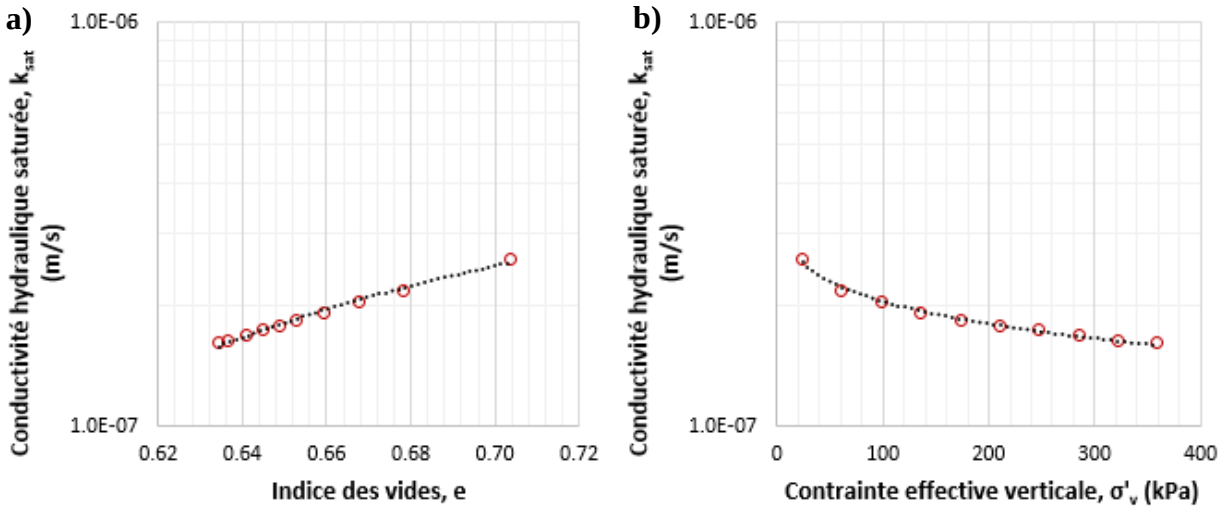


Figure 5.3: Conductivité hydraulique saturée estimée, k_{sat}, (modèle KCM, Mbonimpa et al., 2002) en fonction (a) de l'indice des vides, e, et (b) de la contrainte effective, σ'_v, (relation e - σ'_v présentée à la section 4.2.3) pour la simulation de la consolidation de résidus miniers saturés dans une colonne (Essai B).

5.1.1.2 Résultats de l'analyse numérique (simulation SP1-1)

La figure 5.4 présente la comparaison entre les déformations verticales moyennes ($\varepsilon_v = \Delta H / H_0$) mesurées (essai B) et les déformations verticales simulées (SP1-1). L'écart (| Exp – Num | / Exp ×100%) entre les déformations verticales expérimentales et numériques est d'environ 10% après le premier chargement simulé (palier 4) et entre 0,5 et 1,5% pour les chargements suivants. Il y a un écart de 0,5% entre la déformation totale finale mesurée et simulée. La variation de l'indice de vides moyen mesurée expérimentalement (résultats calculés à partir de l'équation 3.5 et présentés à la section 4.2.3) et simulée numériquement en fonction de la contrainte effective verticale sont également très proches (figure 5.5). L'écart entre les indices des vides obtenus expérimentalement et simulés pour chacun des paliers est inférieur à 0,6%. L'analyse numérique reproduit donc bien les valeurs expérimentales pour les déformations (figure 5.4) et l'indice des vides (figure 5.5).

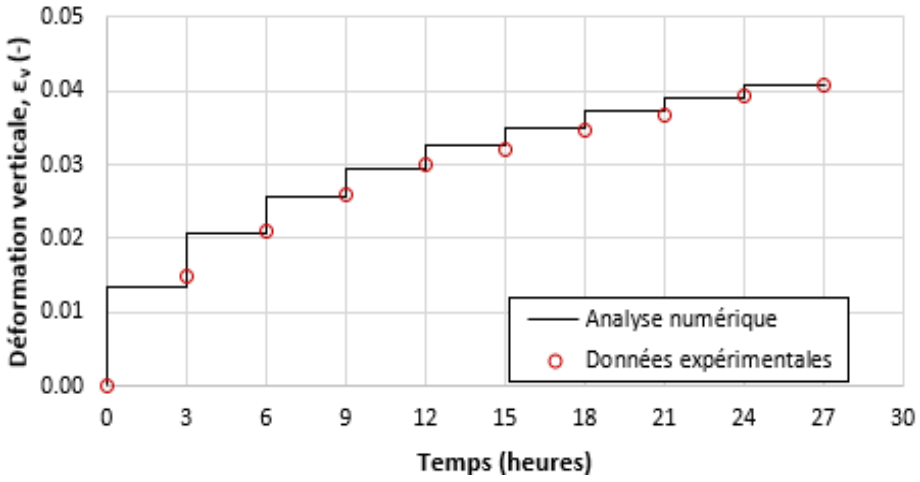


Figure 5.4: Déformation verticale moyenne, ε_v, expérimentale et simulée en fonction du temps pour l'essai de compression B sur les résidus miniers saturés dans la colonne instrumentée (modèle CCM; simulation SP1-1).

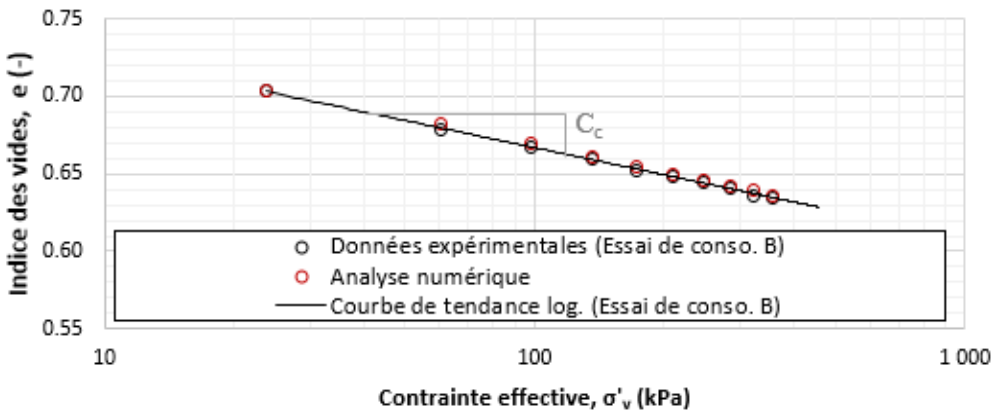


Figure 5.5: Indice des vides moyen, e, expérimental et simulé en fonction de la contrainte effective verticale, σ'_v, pour l'essai B sur les résidus miniers saturés dans une colonne instrumentée (modèle CCM; simulation SP1-1).

La variation des pressions interstitielles a été simulée pour les neuf paliers de chargement (paliers 4 à 12 de l'essai ; figure 5.6). Chaque incrément, $\Delta\sigma$ [kPa], a entraîné une surpression interstitielle, Δu [kPa], égale à la surcharge appliquée tel qu'attendu selon la théorie de la consolidation (section 2.3.1). Les résultats de la simulation des paliers 4, 5, 8 et 12 sont analysés plus en détail et comparés avec les pressions interstitielles mesurées au laboratoire à une élévation de 2 cm au-dessus de la base de l'éprouvette (figure 5.7). Comme discuté plus tôt, la surpression interstitielle maximale mesurée en laboratoire était généralement inférieure à $\Delta\sigma$ (section 4.3) et donc inférieure à la surpression maximale simulée (figure 5.7). La génération de Δu simulée est quasi-instantanée, alors que la génération de Δu mesurée en laboratoire prenait entre 10 et 20 secondes. La dissipation des surpressions mesurées et laboratoire et simulées est plus progressive. Les temps, $t_{50\%}$ et $t_{90\%}$, nécessaires pour atteindre des degrés de consolidation de 50 et 90 %, $U_{50\%}$ et $U_{90\%}$, ont été estimés pour les paliers 4, 5, 8 et 12 pour les résultats numériques et expérimentaux (tableau 5.2). Les degrés de consolidation ont été évalués selon l'équation 2.18. On constate que les résultats simulés pour $t_{50\%}$ et $t_{90\%}$, sont du même ordre de grandeur que ceux enregistrés expérimentalement. Cependant, la dissipation des surpressions interstitielles dans le modèle numérique est généralement plus lente pour $t_{50\%}$ et généralement plus rapide pour $t_{90\%}$ que mesurée en laboratoire au cours de l'essai B. La différence entre ces valeurs du temps de consolidation varie entre 22 et 150%. Ces différences pourraient avoir été causées par l'estimation de la conductivité hydraulique et par les temps et valeurs des mesures plus ou moins précis pendant l'essai. Les tendances des

résultats numériques et expérimentaux sont néanmoins similaires, ce qui indique que le modèle CCM de SIGMA/W peut être utilisé pour simuler le comportement des résidus (pour l'essai B) avec une précision jugée acceptable.

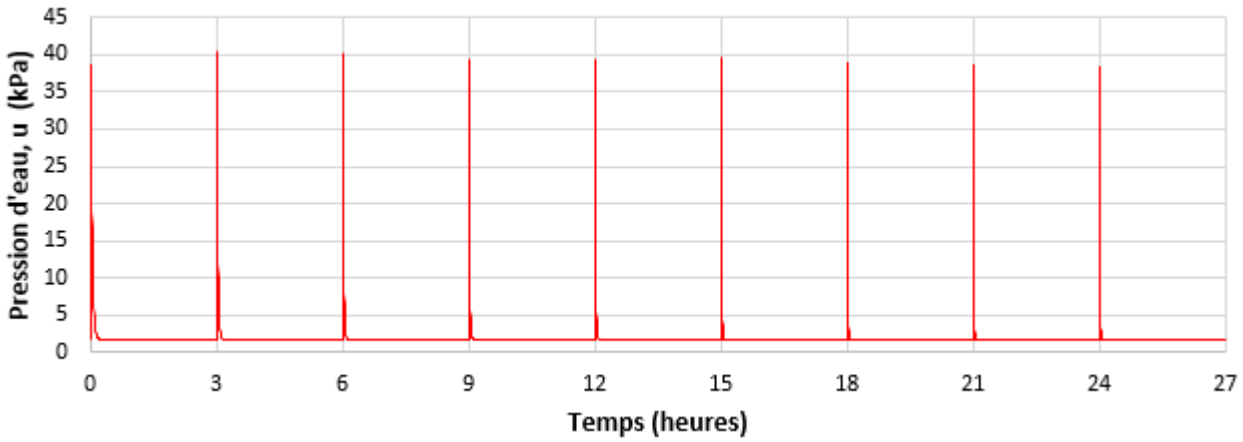


Figure 5.6: Pression interstitielle simulée, u, en fonction du temps durant l'essai B de compression de résidus miniers saturés dans une colonne instrumentée (modèle CCM; simulation SP1-1).

Tableau 5.2: Temps ($t_{50\%}$ et $t_{90\%}$) nécessaire pour atteindre un degré de consolidation, U, de 50% et de 90% ($U_{50\%}$ et $U_{90\%}$) pour les paliers 4, 5, 8 et 12 : résultats expérimentaux (essais B) et numériques (SP1-1).

	$t_{50\%}$ (minutes)			$t_{90\%}$ (minutes)		
Palier	Expérimental (Essai B)	Numérique (SP1-1)	Différence	Expérimental (Essai B)	Numérique (SP1-1)	Différence
4	3,4	2,4	+31%	16,6	5,8	+65%
5	1,1	1,4	-25%	7,6	3,6	+110%
8	0,3	0,8	-150%	2,8	2,2	+25%
12	0,4	0,5	-22%	2,4	1,5	+61%

*Différence = ((Exp – Num)/Exp)*100%

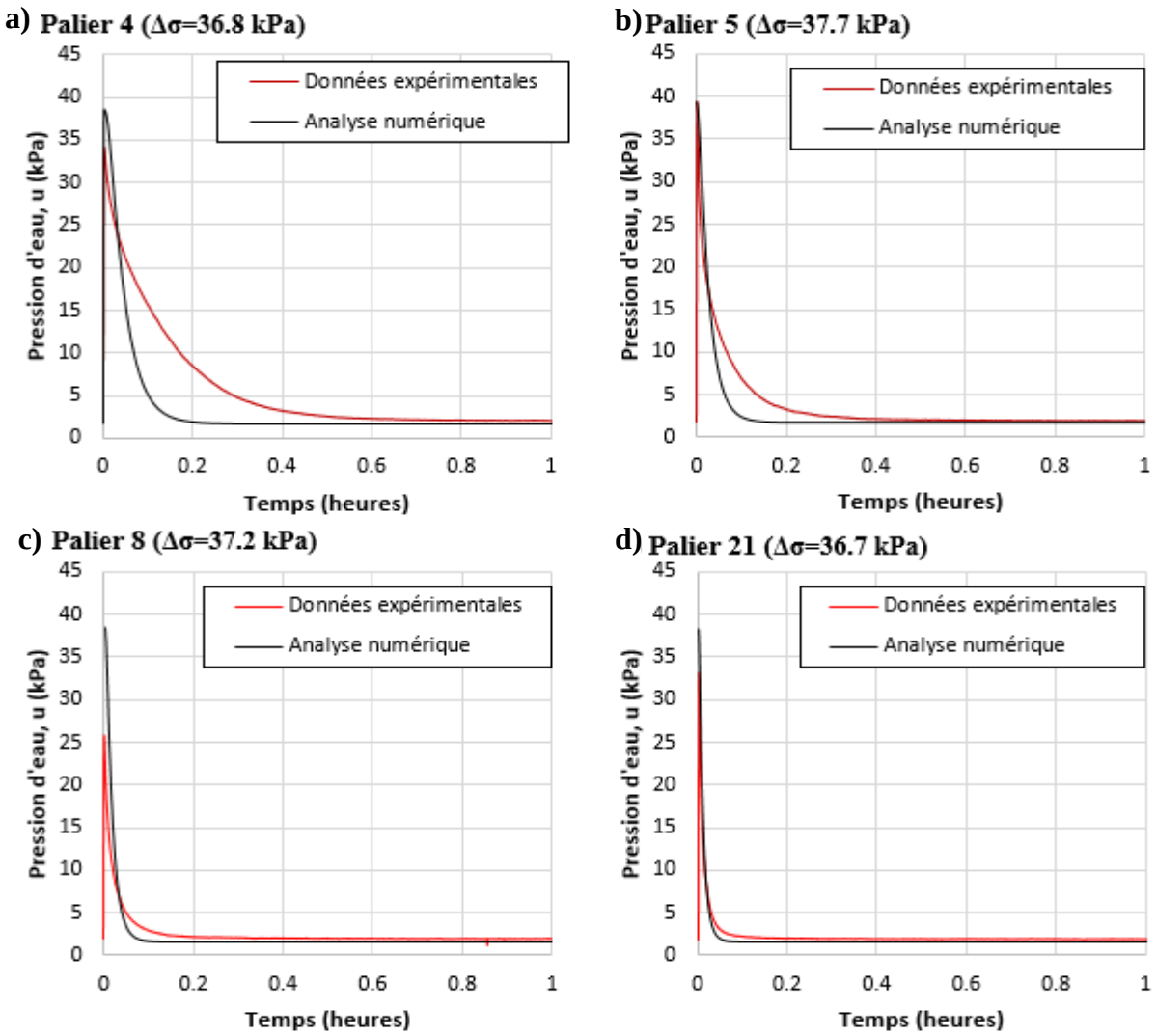


Figure 5.7: Dissipation des pressions interstitielles (mesurées et simulées ave le modèle CCM) en fonction du temps, 2 cm au-dessus de la base de l'éprouvette, pour les paliers de chargement 4 (a), 5 (b), 8 (c) et 12 (d), essai B (simulation SP1-1).

5.1.1.3 Analyse numérique avec le modèle élasto-plastique (EP) (simulation SP1-2)

L'essai de compression sur des résidus miniers saturés en colonne instrumentée a aussi été simulé avec le logiciel SIGMA/W au moyen du modèle constitutif élasto-plastique (EP) (modèle utilisé par exemple par Jaouhar, 2012). La géométrie, le maillage et les conditions frontières sont identiques à celles adoptées avec le modèle constitutif Cam-Clay modifié (figure 5.1). L'angle de frottement effectif, ϕ', le coefficient de poisson, ν, le poids volumique saturé, γ_{sat}, et la conductivité

hydraulique saturée, k_{sat}, restent également identiques à ceux utilisés avec le modèle CCM (tableau 5.1). La cohésion effective, *c'*, est nulle (les résidus étudiés sont pulvérulents et non-plastiques). Le module de Young, E varie ici en fonction de la contrainte appliquée (valeur actualisée pour chaque palier de chargement tel que suggéré par Pedroni (2011) (section 2.4.3)). Pour cette analyse, trois relations ont été considérées pour la variation du module de Young, E1, E2 et E3 (figure 5.8). La première, E1, présente les valeurs de E calculées selon les équations 2.24 et 2.25 pour chacun des paliers de l'essai B. Les déformations ont été calculées avec les propriétés du palier 3 comme propriétés initiales (H_0 = 17,2 cm). La fonction E2 présente une régression linéaire des différentes valeurs de E associées à la fonction *E1*. La fonction E3 est obtenue à partir de la relation 4.2 qui est une régression linéaire des valeurs de E obtenues des 3 essais de compression effectués en laboratoire (section 4.2.4).

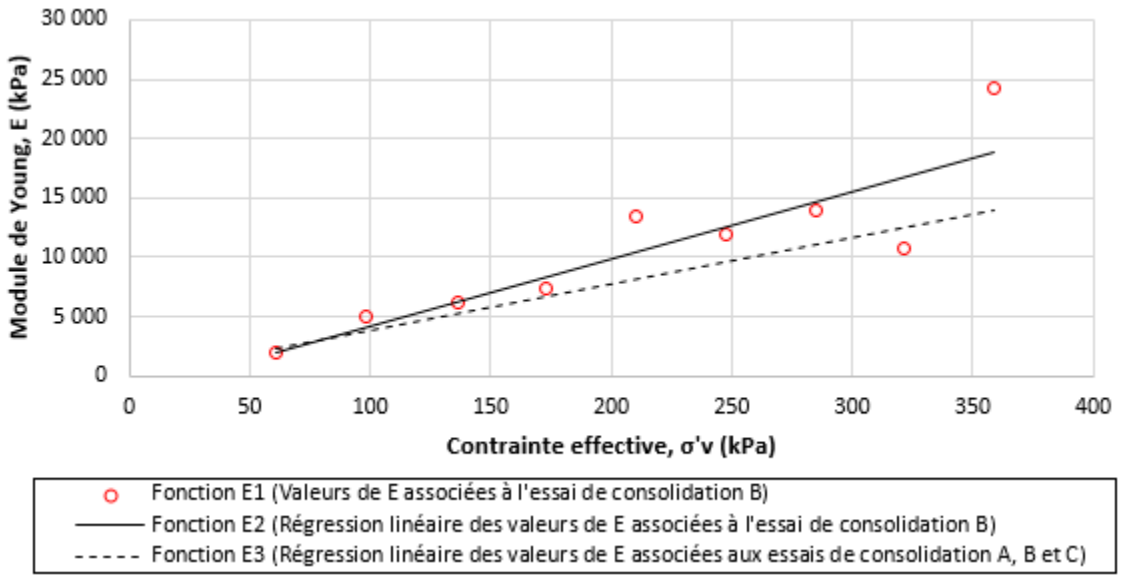


Figure 5.8: Fonctions E1, E2 et E3 définissant le module de Young selon la contrainte verticale effective, σ'_v, pour la simulation de l'essai B sur des résidus miniers saturés dans une colonne instrumentée (modèle EP, SP1-2).

Les déformations en fonction du temps obtenues suite aux simulations effectuées avec les fonctions E1, E2 et E3 sont présentées à la figure 5.9. Les fonctions E1 et E2 reproduisent bien les résultats expérimentaux de l'essai B (respectivement 0,1 et 1,1% de différence avec la déformation totale

expérimentale). La fonction E3 permet aussi de simuler relativement bien les déformations mesurées, mais de façon moins précise qu'avec les fonctions E1 et E2 (moins de 10% de différence avec la déformation totale expérimentale). Le tableau 5.3 présente la déformation finale de l'éprouvette pour chacune des analyses ainsi que la différence relative avec la valeur mesurée.

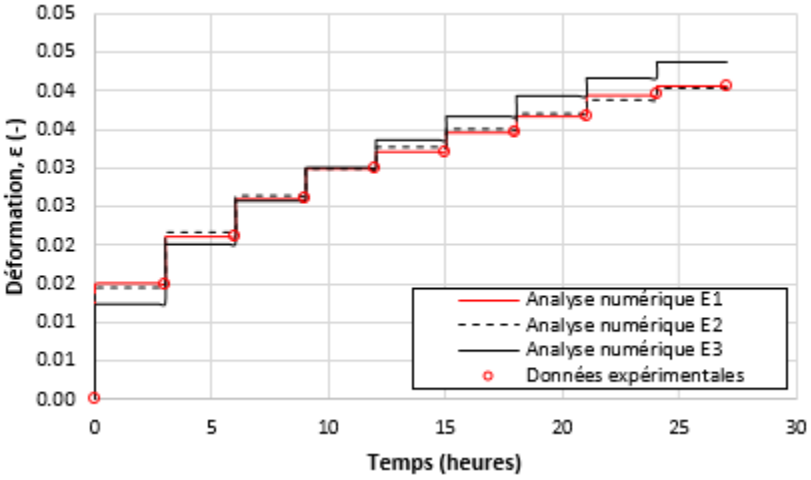


Figure 5.9: Déformation en fonction du temps pour les analyses numériques avec le modèle élasto-plastique pour l'essai B sur les résidus saturés (voir figure 5.8 pour les fonctions du module de Young E1, E2 et E3).

Tableau 5.3: Déformation finale de l'éprouvette obtenue expérimentalement et numériquement pour l'essai de compression B sur des résidus miniers saturés dans une colonne instrumentée (modèles CCM et EP).

	Essai de compression B	Analyse numérique CCM	Analyse numérique EP (E1)	Analyse numérique EP (E2)	Analyse numérique EP (E3)
Déformation finale de l'éprouvette	0,041	0,041	0,041	0,040	0,044
Différence*	-	0,5%	0,1%	1,1%	7,7%

*Différence = (|Exp – Num|/Exp)*100%

La variation des pressions interstitielles simulée avec le modèle de comportement EP (SP1-2; fonctions E1, E2 et E3; figure 5.10) est semblable à celle simulée avec le modèle de comportement

CCM (SP1-1; figures 5.6 et 5.7). Comme pour la simulation SP1-1, chaque incrément, $\Delta\sigma$ [kPa], a entraîné quasi-instantanément une surpression interstitielle, Δu [kPa], égale à la surcharge appliquée. Les résultats des simulations des paliers 4, 5, 8 et 12 sont analysés plus en détail et comparés avec les pressions interstitielles mesurées au laboratoire et les pressions interstitielles simulées avec le modèle CCM (figure 5.10).

La vitesse de dissipation des surpressions interstitielles varie avec le modèle de comportement utilisé et la fonction du module de Young appliquée (E1, E2 ou E3) (figure 5.10). Les temps, $t_{50\%}$ et $t_{90\%}$, nécessaires pour atteindre des degrés de consolidation de 50 et 90 %, $U_{50\%}$ et $U_{90\%}$, ont été estimés pour les paliers 4, 5, 8 et 12 pour les résultats numériques et expérimentaux (tableau 5.2 pour le modèle CCM et tableau 5.4 pour le modèle EP). Les degrés de consolidation ont été évalués selon l'équation 2.18.

On constate que les temps, $t_{50\%}$ et $t_{90\%}$ obtenus avec les fonctions E1, E2 et E3 sont du même ordre de grandeur, mais ne sont pas égaux. Il y a une variation de 0,6 minute (palier 4) à 0,3 minute (palier 12) entre les différentes valeurs de $t_{50\%}$ obtenues avec les fonctions E1, E2 et E3 et une variation de 1,7 minutes (palier 4) à 0,8 minute (palier 12) entre les différentes valeurs de $t_{90\%}$ obtenues avec les fonctions E1, E2 et E3. Il y a aussi une différence entre ces valeurs et celles obtenues avec le modèle de comportement CCM (tableau 5.2). Ces disparités pourraient être expliquées par les différences dans l'ampleur et la répartition des déformations dans l'éprouvette selon les différentes simulations, ce qui influence le temps de dissipation (plus les déformations sont importantes, plus le temps de dissipation des surpressions est élevé).

Comme avec la simulation SP1-1, la dissipation des surpressions interstitielles avec le modèle numérique SP1-2 est généralement plus lente pour $t_{50\%}$ et généralement plus rapide pour $t_{90\%}$ que celle mesurée en laboratoire au cours de l'essai B. La différence entre ces valeurs du temps de consolidation varie entre 6 et 213%. Ces différences pourraient avoir été causées par l'estimation de la conductivité hydraulique et par les temps et valeurs des mesures plus ou moins précis pendant l'essai. Les tendances des résultats numériques et expérimentaux sont néanmoins similaires, ce qui indique que le modèle EP de SIGMA/W peut aussi être utilisé pour simuler le comportement des résidus (pour l'essai B) avec une précision jugée acceptable.

Les modèles constitutifs CCM et EP, disponibles dans le logiciel SIGMA/W, permettent donc de reproduire assez fidèlement le comportement de résidus miniers saturés au cours d'un essai de compression en colonne (pour les conditions décrites plus haut).

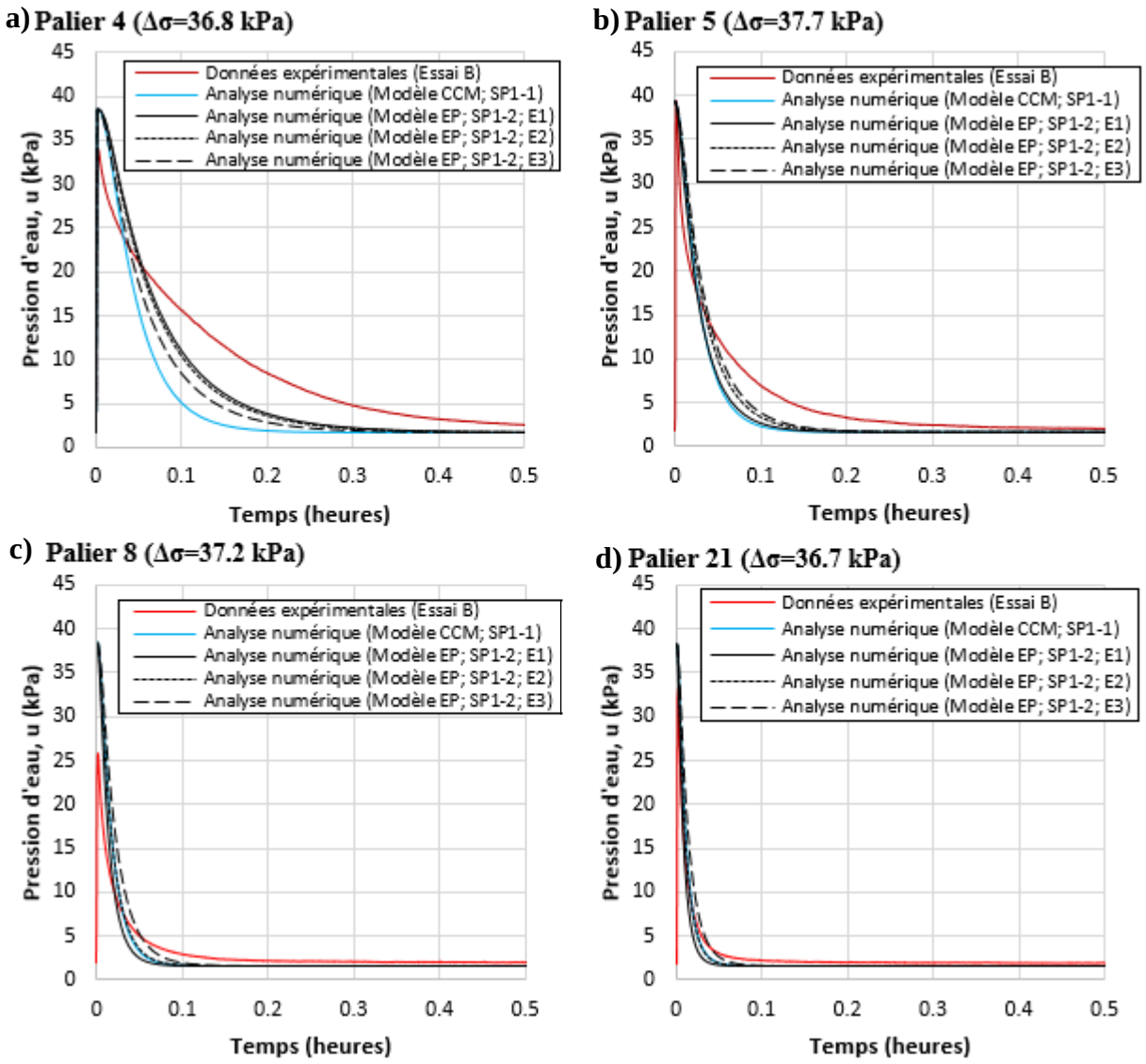


Figure 5.10: Dissipation des pressions interstitielles (mesurées et simulées (modèles CCM et EP)) en fonction du temps, 2 cm au-dessus de la base de l'éprouvette, pour les paliers de chargement 4 (a), 5 (b), 8 (c) et 12 (d), essai B (SP1-1 et SP1-2).

Tableau 5.4: Temps ($t_{50\%}$ et $t_{90\%}$) nécessaire pour atteindre un degré de consolidation, U, de 50% et de 90% ($U_{50\%}$ et $U_{90\%}$,) pour les paliers 4, 5, 8 et 12 : résultats expérimentaux (essais B) et numériques (SP1-2; fonctions E1, E2 et E3).

	$t_{50\%}$ (minutes)				$t_{90\%}$ (minutes)			
Palier	Essai B	Analyse numérique EP (E1)	Analyse numérique EP (E2)	Analyse numérique EP (E3)	Essai B	Analyse numérique EP (E1)	Analyse numérique EP (E2)	Analyse numérique EP (E3)
4	3.4	3.3	3.2	2.7	16.6	9.7	9.3	8.0
Diff.*	-	+3%	+7%	+20%	-	+41%	+44%	+52%
5	1.1	1.3	1.5	1.7	7.6	3.8	4.5	4.9
Diff.*	-	-18%	-40%	-54%	-	+50%	+41%	+36%
8	0.3	0.7	0.8	1.0	2.8	1.9	2.3	3.0
Diff.*	-	-95%	-147%	-213%	-	+34%	+16%	-6%
12	0.4	0.4	0.5	0.7	2.4	1.1	1.4	1.9
Diff.*	-	+10%	-15%	-55%	-	+53%	+40%	+19%

*Diff. = ((Exp – Num)/Exp)*100%

5.1.2 Essai de compression en colonne instrumentée sur résidus non-saturés (simulation SP2)

Les résultats présentés dans cette section visent à évaluer l'applicabilité du code SIGMA/W (Géostudio 2016) pour représenter le comportement des résidus miniers de la mine CM lors d'un essai de compression en conditions non-saturées (i.e. avec des pressions d'eau interstitielles négatives). Les résultats d'un essai de compression en colonne réalisé par Essayad (2015) ont été simulés numériquement avec le modèle constitutif élasto-plastique (EP).

5.1.2.1 Essai en colonne (Essayad, 2015)

Essayad (2015) (aussi Essayad et al., 2016) présente plusieurs essais de compression en colonne réalisés sur des résidus miniers de la mine CM (échantillonnage réalisé en 2012). L'essai 13 est simulé dans le cadre de cette étude. Cet essai comprend trois phases successives : une phase de chargement axial (contrainte appliquée au sommet de l'éprouvette, P, de 0 à 70 kPa), puis une phase avec une succion croissante appliquée à la base (ψ de 0 à 73 kPa; degré de saturation S_r de 100% à 62%) et enfin une phase de compression sous une succion constante ψ = 73 kPa (P de 70 à 368 kPa) (figure 5.11).

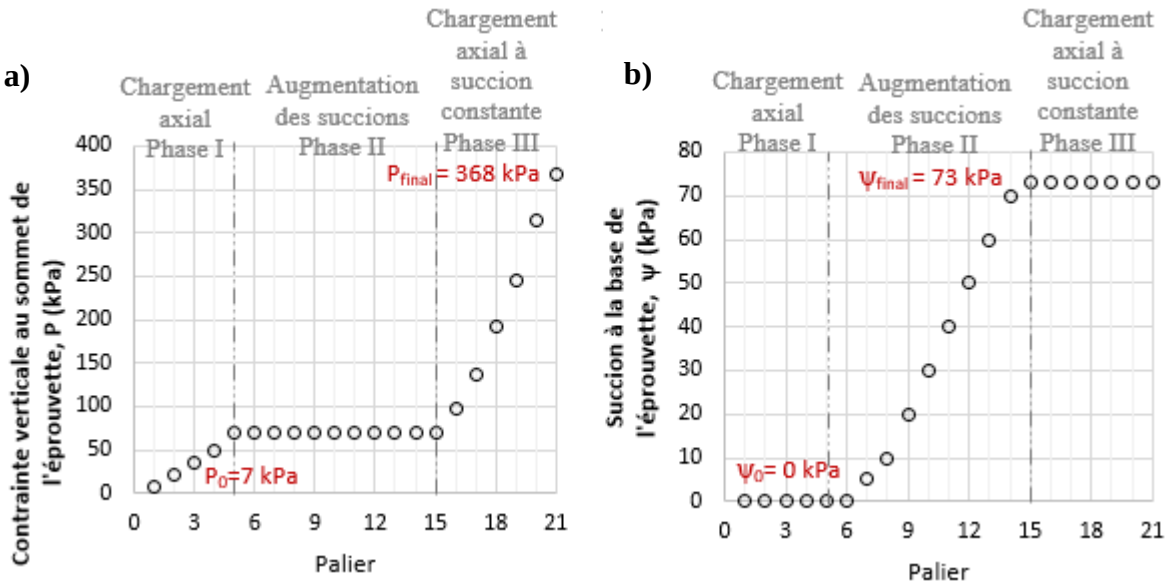


Figure 5.11 : (a) Contrainte verticale appliquée au sommet de l'éprouvette, P, et (b) succion appliquée à la base de l'éprouvette, ψ, pour l'essai de compression 13 de Essayad (2015).

5.1.2.2 Modèle numérique (simulation SP2)

Les phases de chargement axial (phase I), d'augmentation de la succion (phase II) et de compression sous succion contrôlée (phase III) ont été simulées à l'aide du logiciel SIGMA/W et du modèle élasto-plastique, EP. Les équations du modèle EP sont plus simples que celles du modèle Cam-Clay modifié, CCM, qui s'appliquent difficilement pour des conditions non-saturées; le modèle EP a donc été choisi pour la simulation de cet essai en conditions non-saturées. La phase de transition entre la sédimentation et la consolidation n'a pas été simulée; la simulation a débuté au palier 1 : contrainte appliquée au sommet de l'éprouvette P_0 = 7 kPa, hauteur h_0 = 19,9 cm et indice des vides e_0 = 0,76. La colonne de résidus miniers a été modélisée en conditions axisymétriques avec une largeur de 5 cm et une hauteur de 19,9 cm (figure 5.12). Le modèle est composé de 2000 éléments de 0,05 cm de largeur et de 0,1 cm de hauteur (figure 5.12). La simulation des étapes de chacune des trois phases analysées (chargement axial (phase I), succion ψ croissante (phase II) et compression sous succion constante (phase III)) durent entre 3h pour les paliers où ψ = 0 kPa et 300 heures pour les paliers où ψ = 73 kPa de manière à laisser le temps aux pressions interstitielles et aux TEV de se stabiliser. Les deux parois verticales ont été fixées en x (déplacements horizontaux nuls). La base a été fixée en x et en y (déplacements horizontaux et

verticaux nuls). Une contrainte normale a été appliquée au sommet de l'échantillon pour simuler le chargement par palier (figure 5.11a). Une pression hydraulique a été imposée à la base de l'éprouvette de manière à permettre le drainage pendant la phase de chargement axial et d'imposer la succion pendant les phases de succion croissante et de compression sous succion constante (figure 5.11b). Les conditions frontières imposées dans le modèle sont illustrées à la figure 5.12c.

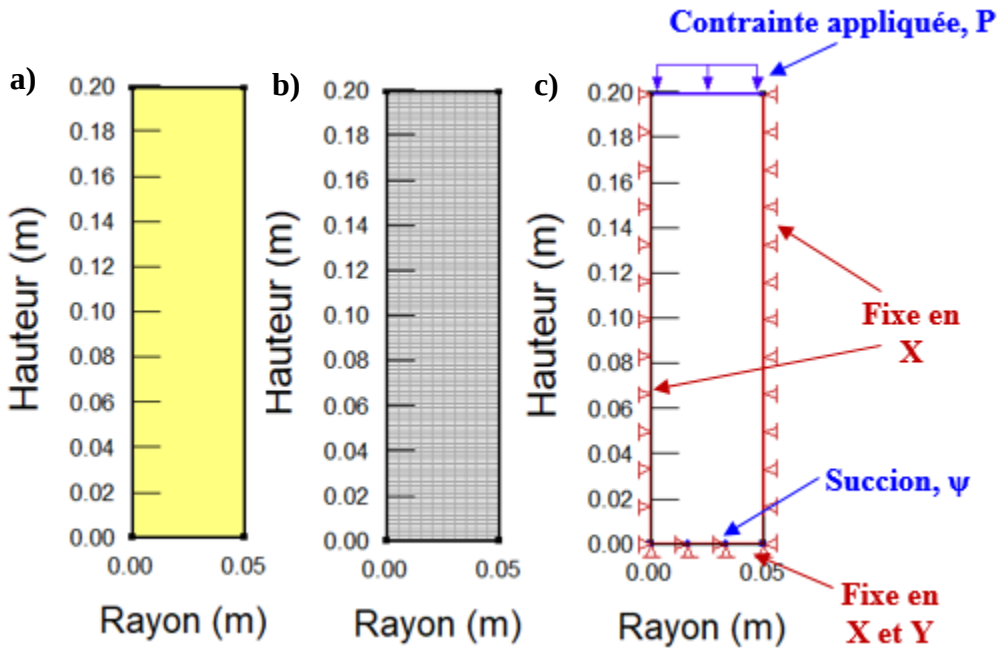


Figure 5.12: (a) Géométrie, (b) maillage et (c) conditions frontières pour la simulation de l'essai de compression de résidus miniers non saturés dans une colonne instrumentée (essai 13 de Essayad, 2015) (simulation SP2 avec le modèle EP).

La cohésion effective, *c'*, est nulle, car les résidus étudiés sont pulvérulents et non-plastiques; le code SIGMA/W calcule la cohésion apparente en conditions non saturées en fonction de la succion et de la CRE (équation 2.66, section 2.4.2.4). L'angle de frottement interne des résidus miniers, ϕ', est fixé à 38° (Grimard, 2018). Le poids spécifique saturé, γ_{sat}, est de 19,6 kN/m^3 (calculé à partir de l'indice des vides initial (e_0=0,76) et de la densité relative des grains (D_r=2,755) des grains (Essayad, 2015). Trois relations ont été considérées dans les simulations pour le module de Young, E1, E2 et E3 (figure 5.13). La première, E1, présente les valeurs de E calculées ici selon les équations 2.24 et 2.25 pour chacun des paliers de l'essai de compression 13. Les déformations verticales ont été calculées avec les propriétés du palier 1 comme propriétés initiales (H_0 = 19,9

cm). La fonction E2 présente une régression linéaire des différentes valeurs de E associées à la fonction E1. La fonction E3 est obtenue à partir de la relation 4.2 qui est une régression linéaire des valeurs de E des 3 essais de compression A, B et C présentés à la section 4.2.4). Le tableau 5.5 résume les paramètres utilisés dans l'analyse numérique.

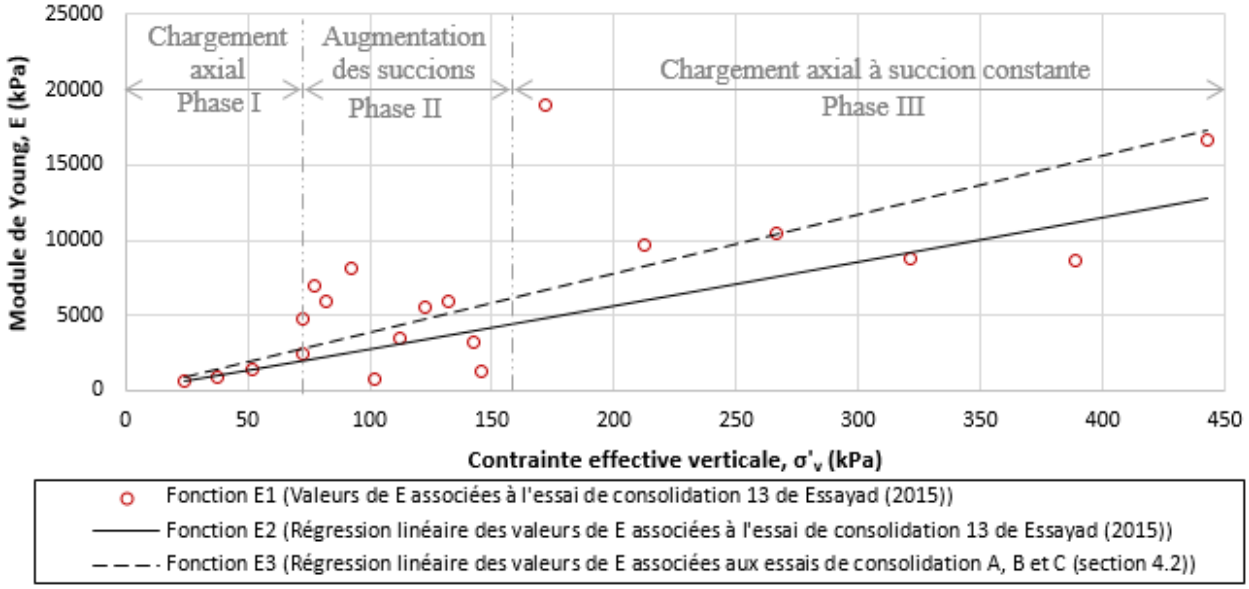


Figure 5.13: Fonctions E1, E2 et E3 utilisées pour définir le module de Young selon la contrainte verticale effective, σ'_v, pour les simulations de l'essai de compression sur des résidus miniers non saturés dans une colonne instrumentée (essai 13 (Essayad, 2015); modèle EP).

Tableau 5.5: Paramètres utilisés pour la simulation de l'essai de consolidation de résidus non-saturés dans une colonne (modèle constitutif élasto-plastique) (simulation SP2).

	Propriété	Valeur	Source
Résidus miniers	**Modèle de comportement**	Élasto-Plastique, EP	-
	Module de Young, E	Selon la fonction E1, E2 ou E3	Essai de compression 13 (Essayad, 2015)
	Cohésion effective, c'(kPa)	0	-
	Angle de frottement, φ' (°)	38	Grimard 2017
	Coefficient de poisson, ν	0,275	(ν=(1-sinϕ')/(2-sinϕ'))
	Poids volumique saturé, γ_{sat} (kN/m^3)	19,6	Essai de compression 13 (Essayad, 2015)
	Conductivité hydraulique saturée initiale, $k_{sat\,0}$ (m/s)	3×10^{-7}	Essai de compression 13 (Essayad, 2015)

La courbe de rétention d'eau a été déterminée à l'aide des données expérimentales mesurées pendant l'essai 13 (Essayad, 2015) et du modèle descriptif de van Genuchten (1980) (figure 5.14; voir aussi section 2.2.3.1). Les données de l'essai 13 ne représentent pas la teneur en eau volumique à haute succion, mais comme la succion maximale a été imposée à 73 kPa il n'est pas nécessaire d'avoir une grande précision à des succions plus élevées. La conductivité hydraulique saturée initiale, $k_{sat\ 0}$, est de 3×10^{-7}m/s (Essayad, 2015). La fonction de conductivité hydraulique a été estimée au moyen du modèle de Fredlund et al. (1994) (section 2.2.4) dans le logiciel SIGMA/W (figure 5.15). La conductivité hydraulique minimale a été imposée à 10^{-14} m/s pour des raisons physiques (Fredlund, 2006) et de manière à minimiser les anomalies numériques (i.e. Bréard Lanoix (2017), Pabst (2011)).

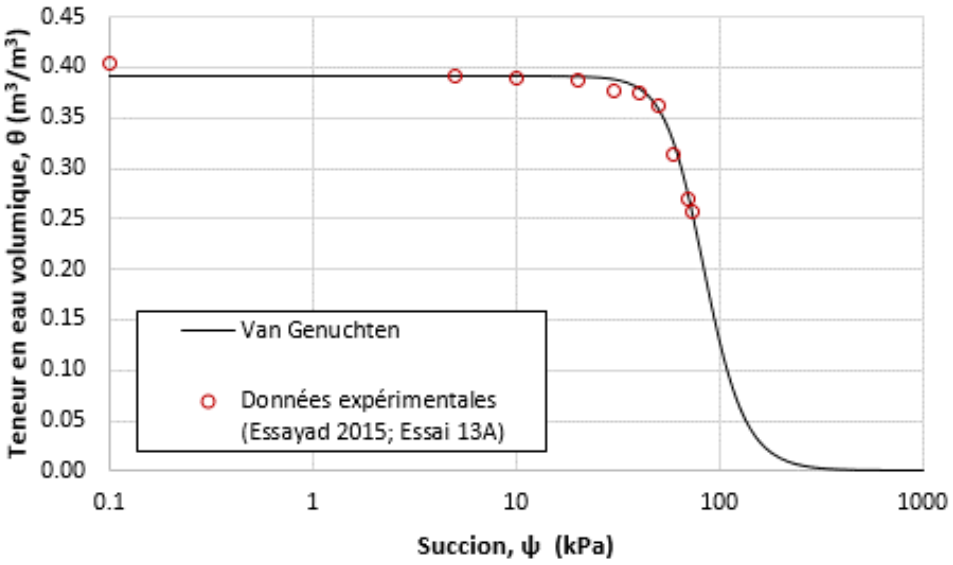


Figure 5.14: Courbe de rétention d'eau des résidus miniers CM évaluée à partir des mesures pendant l'essai 13 de Essayad (2015).

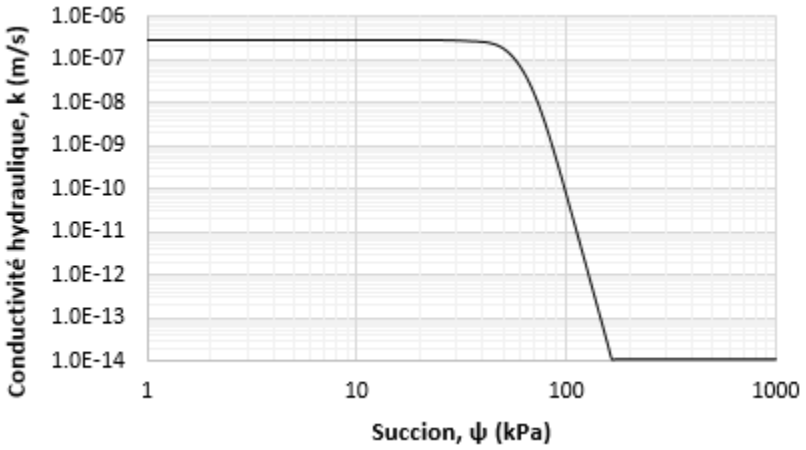


Figure 5.15: Fonction de perméabilité des résidus CM, estimée à partir de la CRE mesurée pendant l'essai 13 et au moyen du modèle de Fredlund et al. (1994), mais avec une valeur minimale imposée (Fredlund, 2006).

5.1.2.3 Résultats numériques (simulation SP2)

La déformation verticale moyenne ($\varepsilon_v = \Delta H / H_0$) en fonction de la contrainte effective verticale, σ'_v, simulée avec les fonctions E1, E2 et E3 est présentée à la figure 5.16. La simulation avec la fonction E1 reproduit bien les résultats expérimentaux de l'essai de compression 13 (usuellement moins de 1% d'écart). La simulation avec la fonction E2 donne également une bonne estimation des déformations mesurées (moins de 5% d'écart). La simulation avec la fonction E3 basée sur les résultats des essais de compression sur des résidus échantillonnés plus récemment (2016) induit des déformations significativement plus faibles (environ 30%) que ce qui a été observé au laboratoire lors de l'essai 13 de Essayad (2015). Il est à noter que la fonction E3 a été calculée pour des résidus saturés et plus grossiers que ceux utilisés par Essayad (2015). Le tableau 5.6 présente la déformation finale de l'éprouvette simulée dans chacune des analyses ainsi que la différence associée avec les résultats expérimentaux.

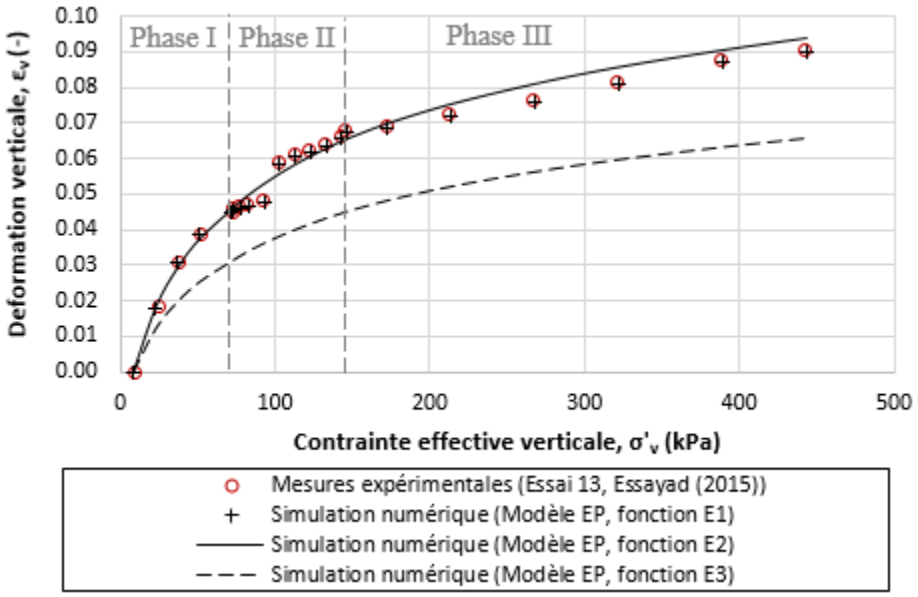


Figure 5.16: Déformation verticale moyenne, ε_v, expérimentale et simulée en fonction de la contrainte effective verticale, $\sigma'_{v,}$ pendant les phases I, II et III pour des résidus miniers de la mine CM soumis à des essais de compression dans une colonne instrumentée, avec succion contrôlée (essai Essayad, 2015; modèle EP).

Tableau 5.6: Déformation finale de l'éprouvette obtenue expérimentalement et numériquement pour l'essai 13 sur des résidus miniers CM dans une colonne instrumentée (essai de Essayad (2015); modèle EP).

	Essai de compression 13	Analyse numérique (EP) E1	Analyse numérique (EP) E2	Analyse numérique (EP) E3
Déformation totale de l'éprouvette	0,090	0,090	0,094	0,066
Différence*	-	0,46%	4,38%	29,73%

*Différence = (|Exp – Num|/Exp) ×100%

La teneur en eau volumique, θ, simulée varie entre 0,39 et 0,25 entre le début et la fin de l'essai 13 et la teneur en eau volumique expérimentale varie entre 0,40 et 0,25. La teneur en eau volumique simulée reproduit donc bien les résultats expérimentaux de l'essai de compression 13 (figure 5.17). Les teneurs en eau volumiques obtenues au cours des simulations avec les fonctions E1, E2 et E3

sont identiques. Les petites déformations simulées et enregistrées au cours de la phase III entraînent des variations de teneur en eau volumique très faible (< 0,01).

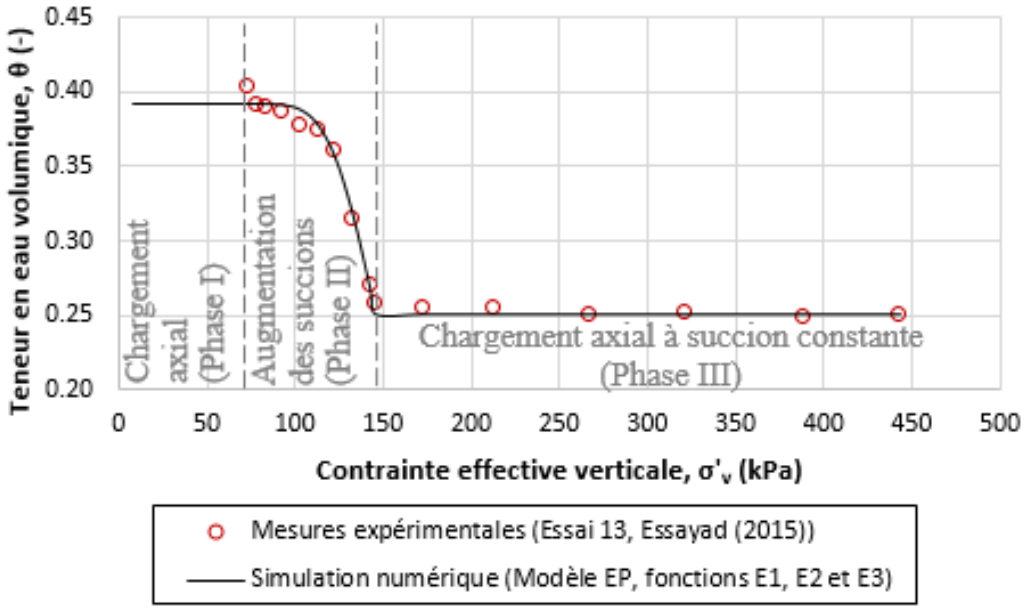


Figure 5.17 : Teneur en eau volumique, θ, expérimentale et simulée en fonction de la contrainte effective verticale, $\sigma'_{v,}$ pendant les phases I, II et III de l'essai 13 sur des résidus miniers CM (essai de Essayad, 2015 ; modèle EP).

Dans les simulations numériques, l'augmentation des contraintes appliquées, $\Delta\sigma_v$, a été initialement entièrement reprise par la pression interstitielle, Δu, suite au chargement axial (phase I, paliers 2 à 5) (figure 5.18), tel qu'attendu selon la théorie de la consolidation en conditions saturées (section 2.3.1). Les surpressions se sont ensuite progressivement dissipées; le temps de dissipation correspondant à 90% de Δu simulé était d'environ 0,45 heure pour le palier 2 et de 0,14 heure pour le palier 5 (figure 5.18a). Le temps de dissipation des surpressions interstitielles mesuré au laboratoire n'a pas été rapporté par Essayad (2015) pour la phase de chargement initial.

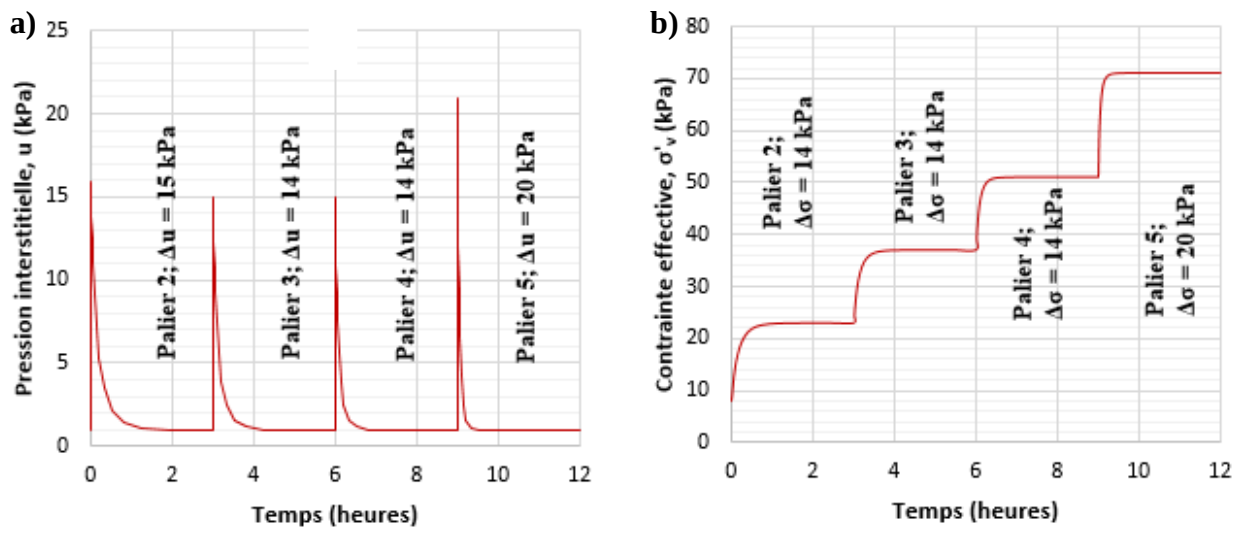


Figure 5.18: (a) Pression interstitielle, u, et (b) contrainte effective verticale, $\sigma'_{v,}$ simulées en fonction du temps durant la phase I de chargement axial (essai de 13; paliers 2 à 5, Essayad, 2015; modèle EP).

La durée des paliers de la phase II avec augmentation de la succion pour P = 70 kPa (paliers 6 à 15) a été allongée dans les simulations (et durant l'essai) à mesure que la succion simulée augmentait afin que les pressions interstitielles et les teneurs en eau volumiques, θ, aient le temps de se stabiliser (figure 5.19). Les pressions interstitielles simulées se sont stabilisées en un peu plus de 3 heures pour le palier 7 (ψ = 5 kPa), environ 8 heures pour le palier 13 (ψ = 60 kPa) et environ 55 heures pour le palier 15 (ψ = 73 kPa); les temps correspondants mesurés sont respectivement de 7 h, 110 h et 180 h durant l'essai (Essayad, 2015). La stabilisation des pressions interstitielles semble donc plus rapide dans les simulations que ce qui a été mesuré et enregistré au laboratoire (entre 2 et 13 fois plus rapide). Il est à noter qu'un certain temps est généralement requis au laboratoire pour équilibrer la pression autour des capteurs de mesure.

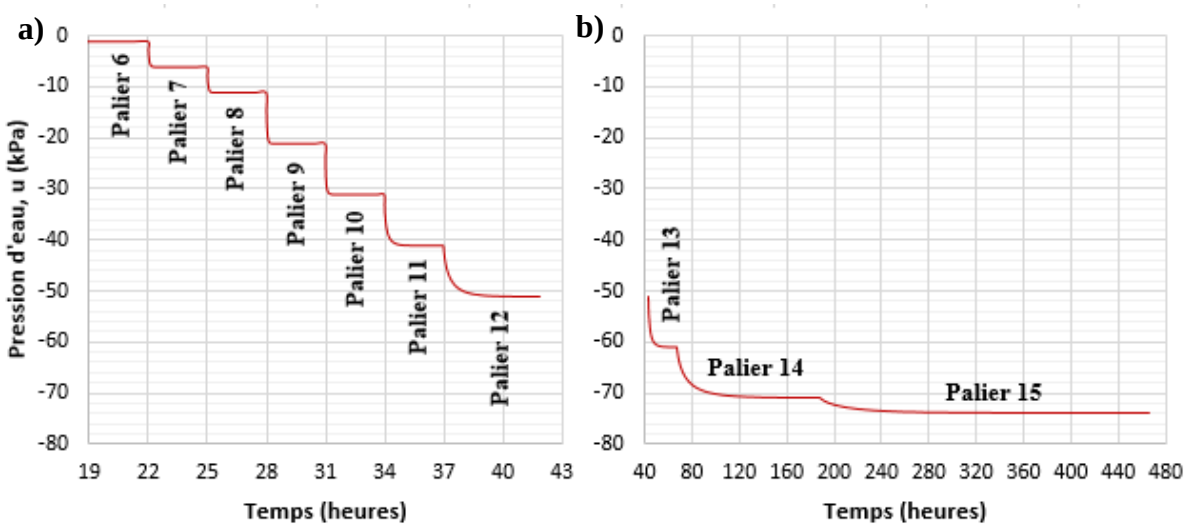


Figure 5.19: Pression interstitielle, u, simulée en fonction du temps durant l'augmentation de la succion (phase II de l'essai de compression 13; (a) paliers 6 à 12 et (b) paliers 13 à 15) (Essayad, 2015); modèle EP).

Les surpressions maximales Δu simulées numériquement (maximum 0,8 kPa) au cours de la phase III de chargement sous succion constante (ψ = 73 kPa; figure 5.20) ne correspondent pas directement à la différence de contrainte appliquée, $\Delta\sigma_v$ (entre 27 et 68 kPa pour les paliers 16 à 21). Les surpressions d'eau maximales Δu mesurées au laboratoire variaient entre 0,7 et 3,5 kPa (Essayad, 2015) et ne correspondaient pas non plus à la différence de contrainte appliquée $\Delta\sigma_v$. Comme les résidus n'étaient pas saturés (Sr ≈ 62%) au cours de la phase III, on peut anticiper que l'application d'une contrainte $\Delta\sigma$ entraîne une génération de surpression d'eau Δu et de surpression d'air Δu_a ($\Delta\sigma = \Delta u + \Delta u_a$) (Fredlund et al. (2012) section 2.3.4). Le modèle et la loi de comportement utilisés ne tiennent pas compte directement de ces deux aspects, ce qui pourrait expliquer que les surpressions d'eau simulées sont inférieures à la surcharge (le logiciel SIGMA/W ne permet pas de simuler les surpressions d'air). Les surpressions simulées qui ont augmenté quasi-instantanément après le chargement et se sont dissipées en environ 80 heures (figure 5.20). Les surpressions mesurées au laboratoire ont commencé à augmenter après environ 0,8 heure et elles étaient entièrement dissipées après 14 à 44 heures, donc plus rapidement que dans les simulations (figure 5.20a).

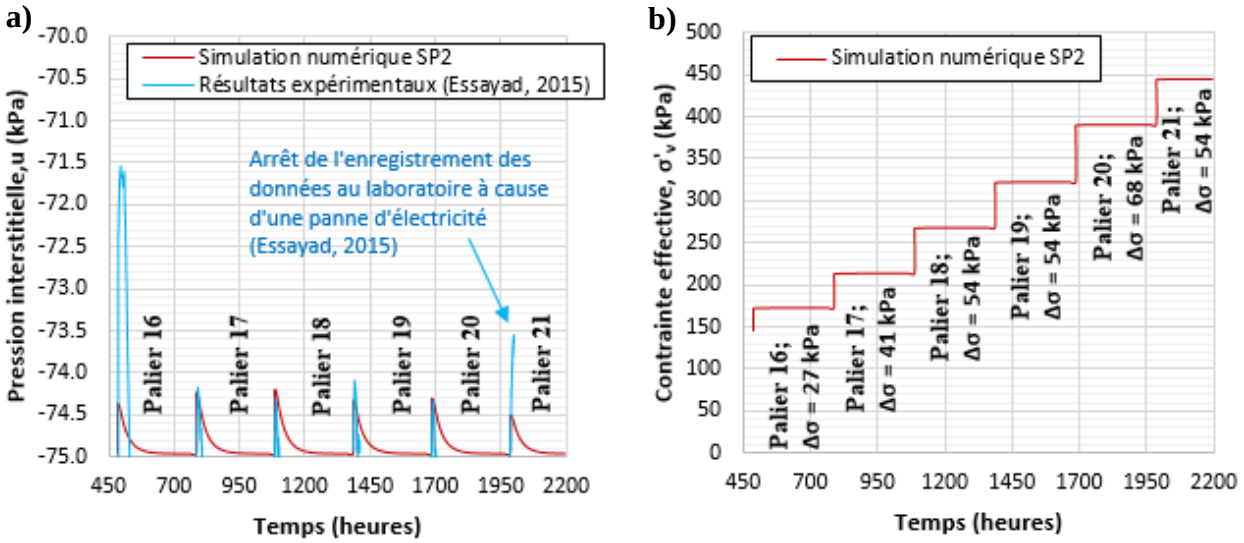


Figure 5.20: (a) Pression interstitielle, u, simulée et mesurée en laboratoire et (b) contrainte effective verticale, $\sigma'_{v,}$ simulées en fonction du temps durant le chargement sous succions constantes (Phase III, paliers 16 à 21) de l'essai 13 (Essayad, 2015; modèle EP).

Le logiciel SIGMA/W (Geo-Slope Int., 2016; avec le modèle de comportement EP) permet de reproduire assez bien la déformation de l'éprouvette lors d'un essai de compression en condition non-saturés (figure 5.16). Il permet aussi de reproduire les variations de teneur en eau volumiques associées à l'application d'une succion à la base de l'échantillon (figure 5.17). Les surpressions simulées sont du même ordre que celles observées au laboratoire (dont la précision est limitée), en conditions saturées et non saturées. Les simulations n'ont pas donné les mêmes vitesses de dissipation des surpressions interstitielles que celles observées au laboratoire. La précision des mesures et les limitations du modèle peuvent expliquer (en partie) ces écarts.

Le code Sigma constitue néanmoins un logiciel utile pour simuler et analyser le comportement de résidus miniers soumis à un chargement vertical progressif, en conditions saturées et (avec réserves) non saturées.

5.2 Simulations numériques de la consolidation de résidus saturés à proximité d'une inclusion drainante

Cette section présente les résultats de simulations numériques de la consolidation de résidus déposés progressivement à proximité d'une inclusion drainante (IRS-CB). L'objectif principal est d'analyser l'influence d'une inclusion de roches stériles (IRS) sur la vitesse de consolidation et sur l'ampleur des tassements dans le parc à résidus.

5.2.1 Modèle numérique (IRS-CB)

L'étude numérique a été réalisée en 2D à l'aide du logiciel SIGMA/W (Geo-Slope Int., 2016). La géométrie du problème a été inspirée de la « Digue Ouest » qui forme une IRS dans le parc à résidus de la mine CM (voir figure 3.7 pour la photo aérienne et figure 3.8 pour la présentation en coupe de l'inclusion). Seul le côté ouest de l'inclusion a été simulé (symétrie axiale).

La largeur du modèle est de 110 m, incluant 95 mètres de résidus (X = 0 m à X = 95 m) et 15 mètres de roches stériles (X = 95 m à X = 110 m) (figure 5.21). La dimension de la zone de résidus étudiée permet d'évaluer l'effet de la distance sur l'influence de l'IRS sans que les conditions frontières latérales (X = 0) n'influencent significativement les résultats. La largeur de l'IRS dans la simulation est un peu plus grande que sur le terrain (15 mètres au lieu de 12 mètres (6 mètres selon la symétrie)) de manière à limiter les effets de bord dans les roches stériles lors des simulations. Rappelons que des travaux antérieurs ont montré que la largeur de l'inclusion a peu d'influence sur la consolidation des résidus miniers (i.e. vitesse de dissipation des surpressions et tassements) dans ce type d'analyse (Jaouhar, 2012).

Le modèle numérique utilisé est composé d'une couche de base (*in situ*) de 3 mètres (Z = 326 m à Z = 329 m) sur laquelle les résidus et les roches stériles ont été déposés progressivement (figure 5.21). La vitesse de déposition annuelle est de 3 mètres. La déposition des matériaux a été simulée ici sur 8,99 ans, pour une hauteur initiale du parc H = 3 m (t = 0) et une hauteur finale du parc H = 30 m (t = 8,99 ans) (élévation de 329 m au temps 0 et 356 m après 8,99 ans, sans tenir compte du tassement; figure 5.21). Pour le cas de base (IRS-CB), les résidus miniers et des roches stériles ont été déposés dans le modèle de manière instantanée, en couches de 3 mètres au début de chaque année (ce qui représente une simplification par rapport aux conditions réelles sur le terrain où la déposition est progressive).

L'élévation des résidus miniers simulés est la même que celle de l'inclusion et la revanche en crête des roches stériles n'a pas été incluse. La géométrie de l'inclusion (figure 5.21) a été simplifiée et considérée comme un empilement rectangulaire. Cette simplification géométrique permet d'accélérer les temps de calcul et d'améliorer la convergence; elle influence peu ou pas les résultats (comme les vitesses de dissipation des surpressions et les tassements) sauf à proximité immédiate de l'inclusion, sur une distance de quelques mètres (Jaouhar, 2012; L. Bolduc, 2012).

Les frontières verticales du modèle ont été fixées en X (déplacements horizontaux nuls). La base a été fixée en X et en Z (déplacements horizontaux et verticaux nuls). Une pression d'eau nulle a été imposée au sommet des résidus et des roches stériles pour simuler la position de la nappe et permettre le drainage vertical de l'eau. Cette condition frontière (u = 0 kPa) a été déplacée après l'ajout de chacune des couches de matériaux (résidus ou stériles) de manière à toujours être au sommet du parc. Les conditions frontières du modèle sont présentées à la figure 5.21.

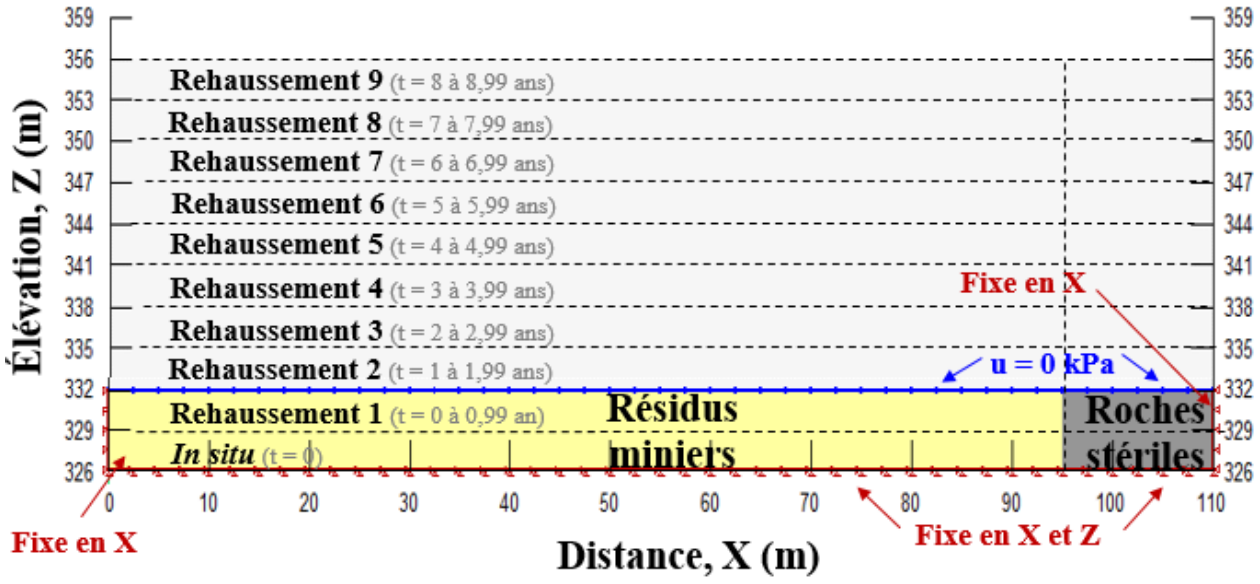


Figure 5.21: Modèle numérique d'une partie du parc à résidus miniers avec une inclusion de roches stériles (rehaussement de 3 m par année durant 8,99 ans) (IRS-CB).

Le modèle final (après le rehaussement 9) est composé d'un maillage de 20 580 éléments rectangulaires au total. Chacun des rehaussements (ou couche) de résidus de 3 mètres d'épaisseur est divisé en 20 éléments verticaux de 0,15 mètre de hauteur dans le modèle numérique. La

première couche (*in situ*; figure 5.20) déjà en place a pour sa part été divisée en 50 éléments verticaux de 0,06 mètre, notamment afin de limiter les effets d'interface à la base du modèle. Les éléments ont une longueur horizontale de 1 m dans l'IRS (X = 95 m à X = 110 m) et dans les résidus miniers à proximité de l'inclusion (X = 80 m à X = 95 m), et de 2 m dans le reste du modèle (X = 0 m à X = 80 m). La taille horizontale de ces éléments dans le modèle numérique est relativement grande, étant donné la taille importante du modèle complet (110 m × 56 m). Le nombre d'éléments finis a été ajusté afin d'obtenir un équilibre entre la stabilité numérique, la précision des résultats et la durée des simulations.

Le comportement des résidus miniers a été représenté avec le modèle élasto-plastique (EP) pour la simulation IRS-CB. Des simulations menées avec le modèle Cam-Clay modifié (CCM) (IRS-CCM) sont présentées au prochain chapitre (section 6.1), avec d'autres analyses complémentaires (voir tableau 3.3 pour la liste des différents cas simulés).

Les propriétés des matériaux sont basées sur celles des résidus de la mine CM caractérisés dans le cadre de cette étude (chapitre 4). La cohésion effective, c', est nulle. Le module de Young, E, varie en fonction de la contrainte effective selon l'équation 4.2 à partir d'une régression linéaire des valeurs de E obtenues lors des essais de compression effectués en laboratoire (section 4.2.4 – cas E3 décrit à la section 5.1.1.1). Le module de Young a été actualisé à chaque rehaussement, tel que recommandé par Pedroni (2011) (section 2.4.3). La figure 5.22 présente les courbes du module de Young selon l'élévation (et la contrainte effective verticale, σ'_v) pour chacun des rehaussements. Le module de Young minimal, E_{min}, a été fixé à 50 kPa (valeur minimale de E obtenue en laboratoire (section 4.2.1)). Le poids volumique saturé initial, γ_{sat} est de 18,50 kN/m^3 (calculé à partir de l'indice des vides initial, e_0 = 0.92, et de la densité relative des grains, D_r = 2,71). La conductivité hydraulique a été estimée via le modèle de prédiction de Kozeny-Carman Modifié (Mbonimpa et al., 2002); la conductivité hydraulique saturée, k_{sat}, est ainsi d'environ 5×10^{-7} m/s (considérée constante).

Le comportement des roches stériles a été représenté par le modèle de comportement élastique linéaire. Le module d'élasticité, E, a été imposé à 50 000 kPa, soit nettement plus élevé que celui des résidus miniers (figure 5.22). La conductivité hydraulique saturée, k_{sat}, est de 2×10^{-4} m/s (une valeur typique pour des roches stériles, tirée des essais réalisés par Peregoedova (2012) sur les stériles provenant d'une mine d'ilménite).

Le tableau 5.7 résume les paramètres utilisés dans les analyses numériques.

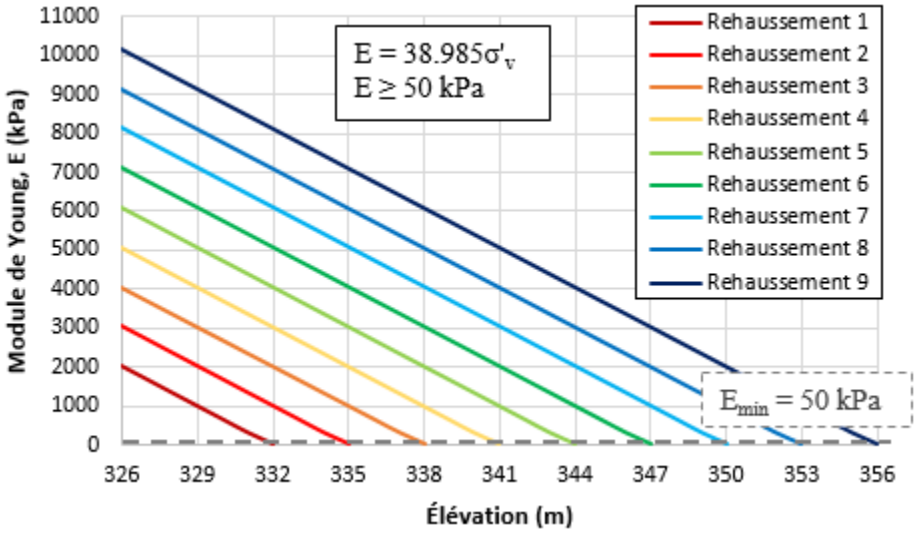


Figure 5.22: Module de Young, E (kPa), en fonction de l'élévation (m) en condition hydrostatique (Δu = 0 kPa) pour chacun des rehaussements (basé sur l'équation 4.2 et sur le cas E3 décrit à la section 5.1.1.1; IRS-CB).

Tableau 5.7: Propriétés des résidus miniers et des roches stériles utilisées pour les simulations numériques IRS-CB.

	Propriété	Valeur	Source
Résidus miniers	**Modèle de comportement**	élasto-plastique	-
	Module de Young, E	Selon l'équation 4.2 (50 kPa à 10 170 kPa)	Essais de compression A, B et C (chapitre 4)
	Cohésion effective, c' (kPa)	0	-
	Angle de frottement, φ' (°)	38	Grimard 2017
	Coefficient de poisson, ν	0,275	(ν=(1-sinϕ')/(2-sinϕ'))
	Poids volumique saturé, γ_{sat} (kN/m^3)	18,50	Propriétés des résidus de CM (chapitre 4)
	Conductivité hydraulique saturée initiale, $k_{sat\,0}$ (m/s)	5×10^{-7}	Estimation Kozeny-Carman Modifié (Mbonimpa et al., 2002)
Roches stériles	**Modèle de comportement**	Linéaire Élastique	-
	Module d'élasticité, E (kPa)	50 000	-
	Coefficient de poisson, ν	0,275	-
	Poids volumique saturé, γ_{sat} (kN/m^3)	18,50	-
	Conductivité hydraulique saturée initiale, $k_{sat\,0}$ (m/s)	2×10^{-4}	(Peregoedova, 2012)

5.2.2 Analyse de l'état des contraintes (IRS-CB)

Les contraintes totales verticales, σ_v [kPa] simulées dans les résidus miniers ont augmenté quasi-instantanément après la déposition de chacune des neuf couches de 3 m de résidus jusqu'à une valeur maximale de 555 kPa à la base du modèle après la déposition du dernier rehaussement (hauteur de résidus H = 30 m (sans les tassements), t = 8,99 ans) (figure 5.23). Les contraintes totales simulées sont généralement égales au poids des terres ($\sigma_v = \gamma_{sat} \times H$) sauf à proximité de l'IRS où elles sont moins importantes (figures 5.23, 5.25 et 5.26). Les contraintes totales simulées (à la base du modèle, à Z = 326 m) sont inférieures au poids des terres de 60 kPa à X = 90 m, de 11 kPa à X = 80 m et de 2 kPa à X = 70 m après le dernier rehaussement de 3 m.

Les contraintes effectives verticales, σ'_v [kPa] simulées dans les résidus miniers ont augmenté progressivement après la déposition de chacune des neuf couches de 3 m résidus jusqu'à une valeur maximale de 261 kPa à la base du modèle après la déposition du dernier rehaussement (H = 30 m, t = 8,99 ans figure 5.24). L'augmentation des contraintes effectives suivait la dissipation des surpressions interstitielles, Δu, générées par l'ajout de chacune des couches de résidus ($\sigma'_v = \sigma_v - u$) (voir la section 5.2.3 pour l'état des pressions interstitielles). Les contraintes effectives verticales simulées après la dissipation des surpressions interstitielles ($\Delta u = 0$) étaient moins importantes à proximité de l'IRS (figures 5.24, 5.27 et 5.28). La différence entre la contrainte effective simulée et la contrainte effective théorique sans IRS après la dissipation des surpressions interstitielles ($\Delta u = 0$; $\sigma'_v = (\gamma_{sat} \times H) - u$) est la même que celle entre la contrainte totale simulée et la contrainte totale théorique sans IRS.

Un effet d'interface a été observé à la frontière entre les résidus miniers et les roches stériles sur les figures des iso contours des contraintes totales et effectives verticales simulées (i.e. figures 5.25 et 5.27 (t = 3,99 ans; H = 15 m) et figures 5.26 et 5.27 (t = 8,99 ans; H = 30 m)). La différence entre les contraintes simulées et le poids des terres à proximité de l'inclusion pourrait en partie avoir été causée par l'effet d'interface (friction) qui implique la reprise d'une partie des contraintes par l'IRS plus rigide que les résidus miniers.

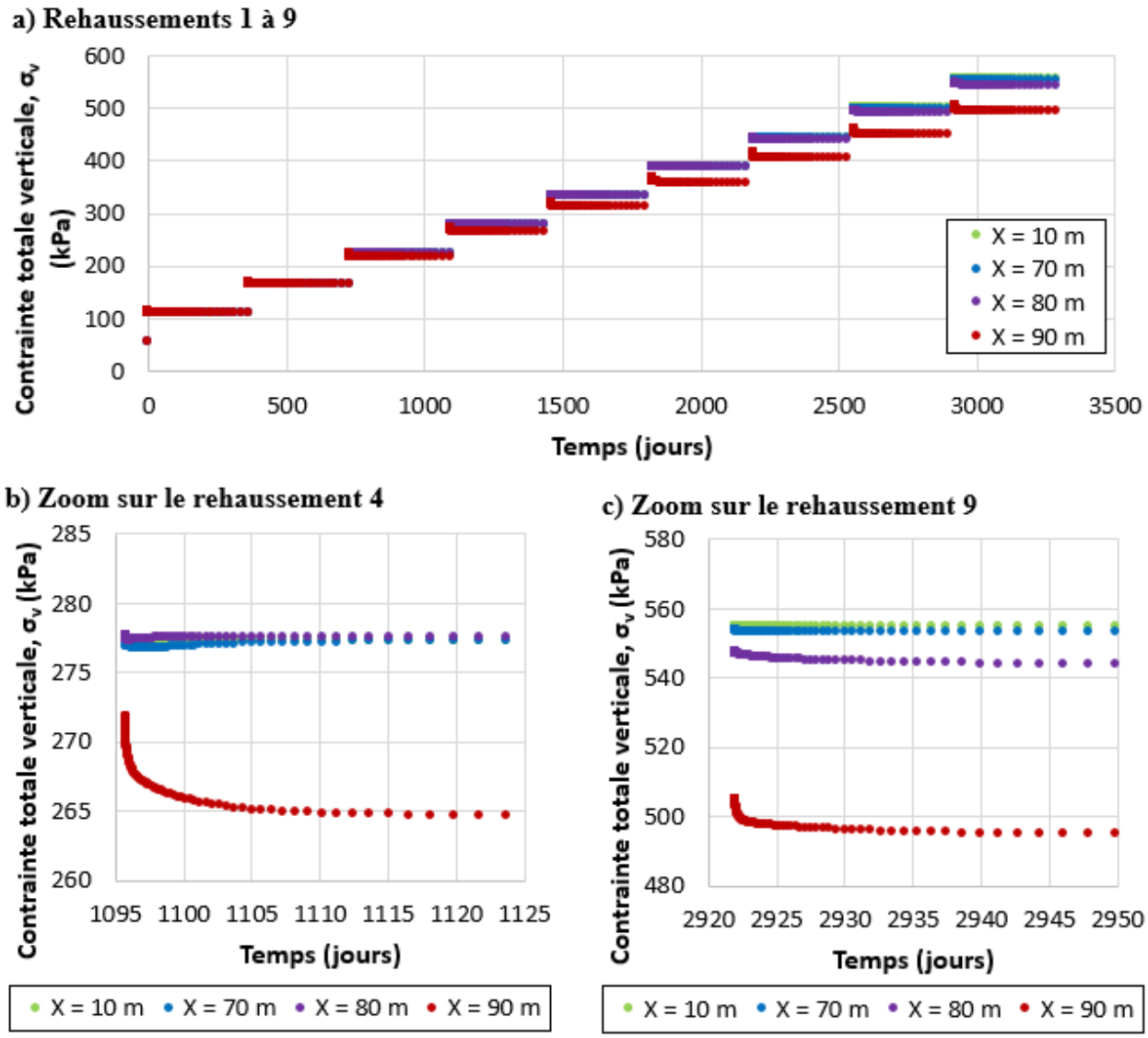


Figure 5.23: Évolution des contraintes totales verticales simulées, σ_v, en fonction du temps à la base du modèle (Z = 326 m) en différents points X (courbes X=10 à X=60 sont presque superposées) (a) pour tous les rehaussements; (b) zoom sur le rehaussement 4, *H*=15 m et (c) sur le rehaussement 9, *H*=30 m (IRS-CB).

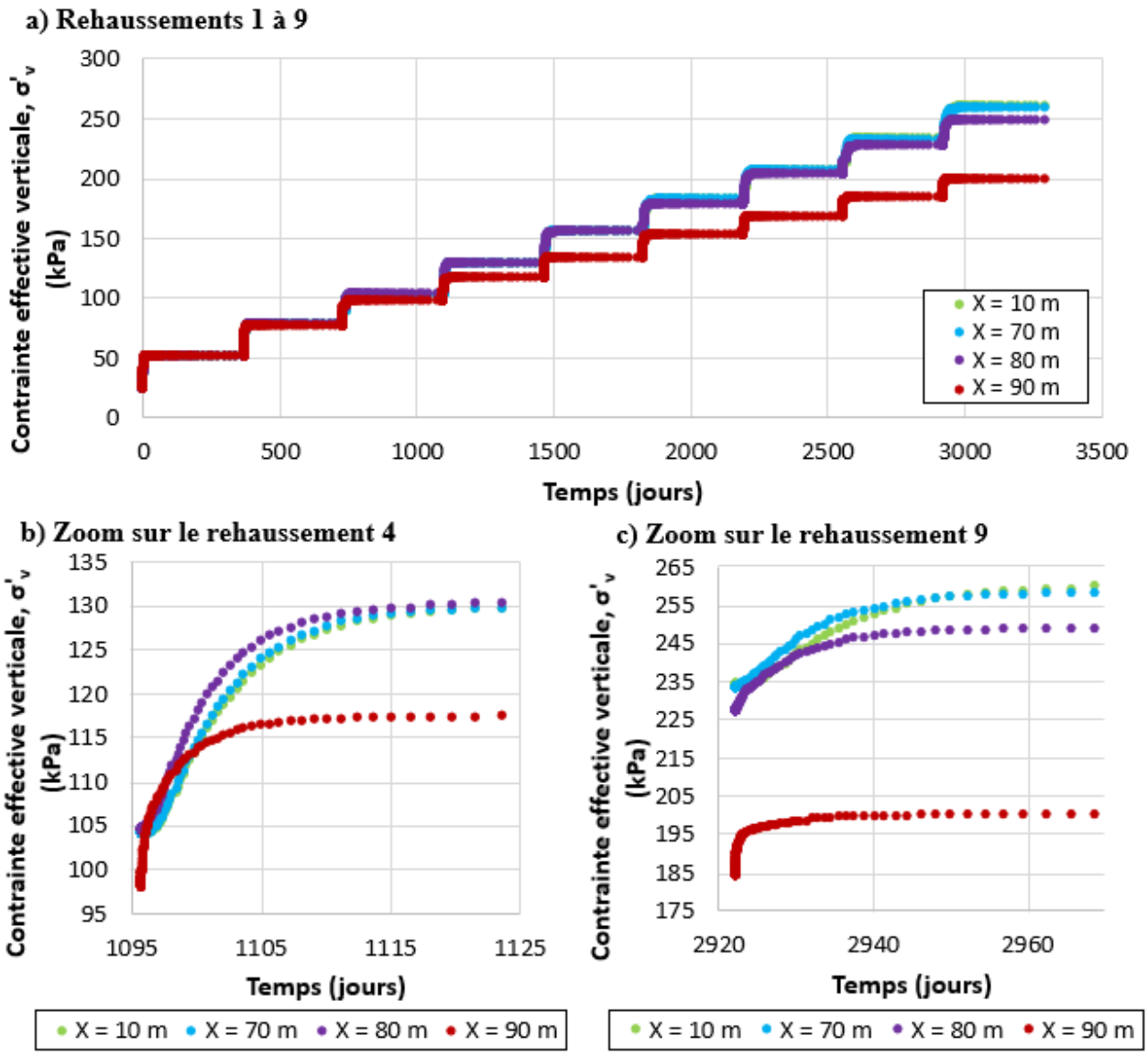


Figure 5.24 : Évolution des contraintes effectives verticales simulées, σ'_v, en fonction du temps à la base du modèle (Z = 326 m) en différents points X (courbes X=10 à X=60 sont presque superposées) (a) pour tous les rehaussements; (b) zoom sur le rehaussement 4, *H*=15 m et (c) sur le rehaussement 9, *H*=30 m (IRS-CB).

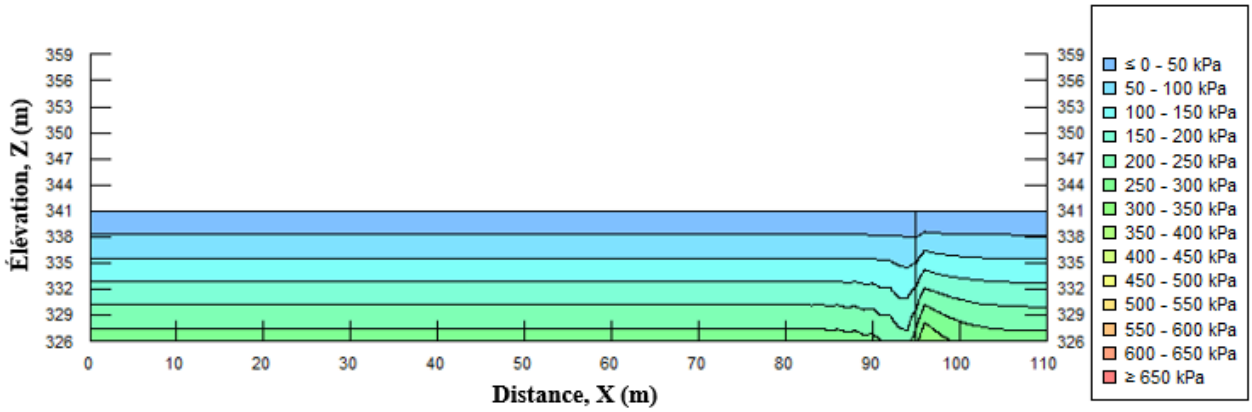


Figure 5.25: Contraintes totales verticales simulées dans le parc, σ_v, après le 4e rehaussements (t=3,99 ans; Δu=0) (IRS-CB).

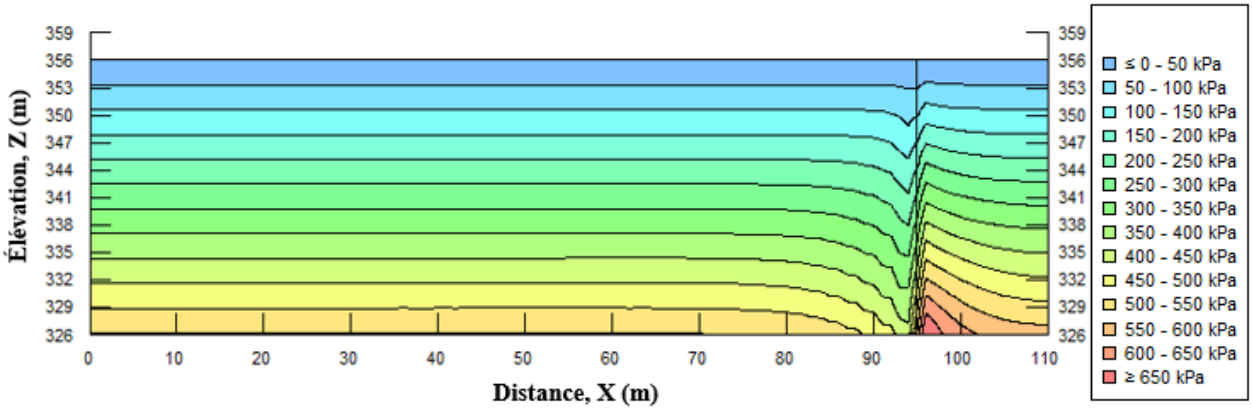


Figure 5.26: Contraintes totales verticales simulées dans le parc, σ_v, après le 9e rehaussement (t=8,99 ans; Δu=0) (IRS-CB).

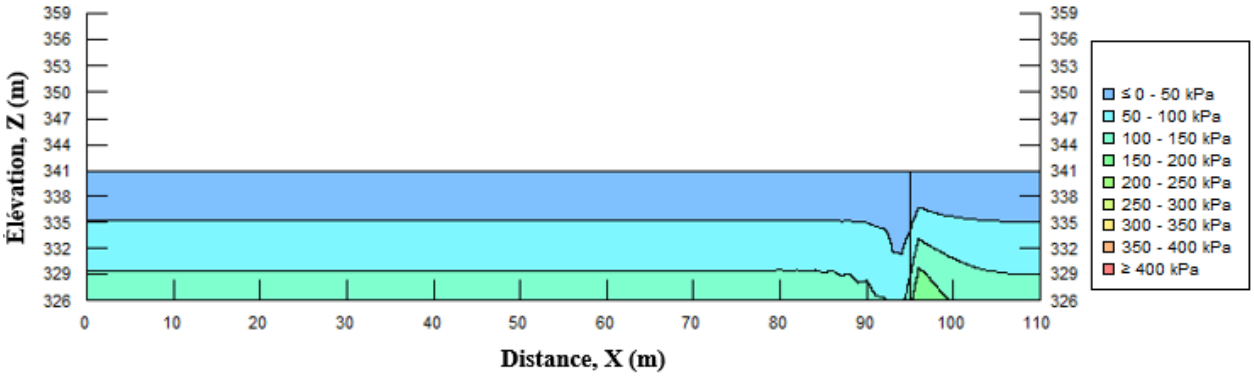


Figure 5.27: Contraintes effectives verticales simulées dans le parc, σ'_v, après le 4e rehaussement (t=3,99 ans; Δu=0, après dissipation des surpressions) (IRS-CB).

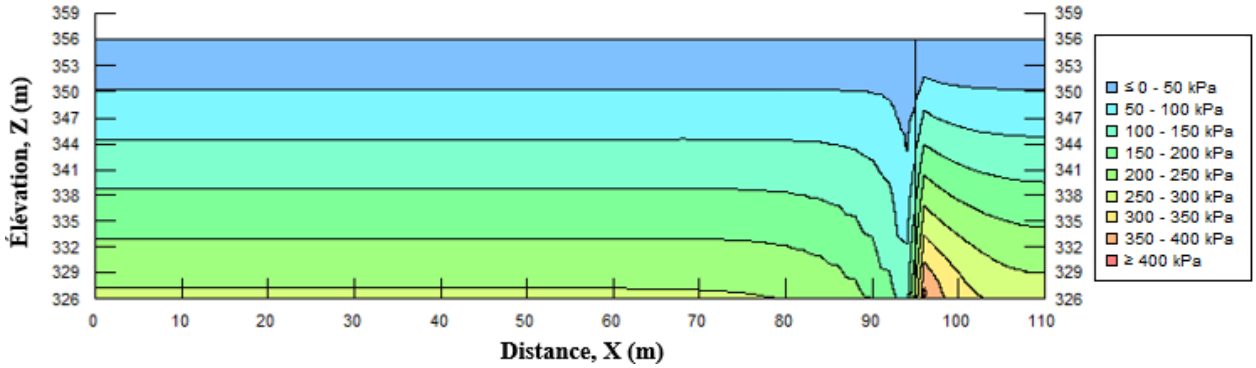


Figure 5.28: Contraintes effectives verticales simulées dans le parc, σ'_v, après le 9e rehaussement (t=8,99 ans; Δu=0, après dissipation des surpressions) (IRS-CB).

5.2.3 Analyse de l'état des pressions interstitielles (IRS-CB)

Des surpressions interstitielles, Δu, ont été générées à chacun des rehaussements de 3 mètres (figure 5.29a). À chaque rehaussement, la surpression maximale (initiale) Δu était d'environ 55 kPa, ce qui correspond à la contrainte associée au poids de chacun des rehaussements de 3 mètres ($\Delta u = \Delta\sigma_v = \gamma_{sat} \times 3m$). Les surpressions interstitielles se dissipent entièrement entre chaque rehaussement. La dissipation des surpressions est plus rapide à proximité de l'IRS (figure 5.29b et c) que plus loin dans le parc. Le temps nécessaire pour atteindre une dissipation de 90% des surpressions interstitielles, $t_{90\%}$, varie entre 4,0 jours et 5,5 jours au rehaussement 1 et entre 9,2 et 31,2 jours au rehaussement 9 selon la distance à l'inclusion (Annexe P). L'extension horizontale de l'influence de l'IRS sur la vitesse de dissipation des surpressions est discutée plus en détail à la section 5.2.5. Après la dissipation des surpressions, la distribution des pressions interstitielles devient hydrostatique. Il n'y avait pas de génération de surpression dans l'IRS étant donné sa conductivité hydraulique élevée; les pressions d'eau enregistrées localement étaient toujours hydrostatiques.

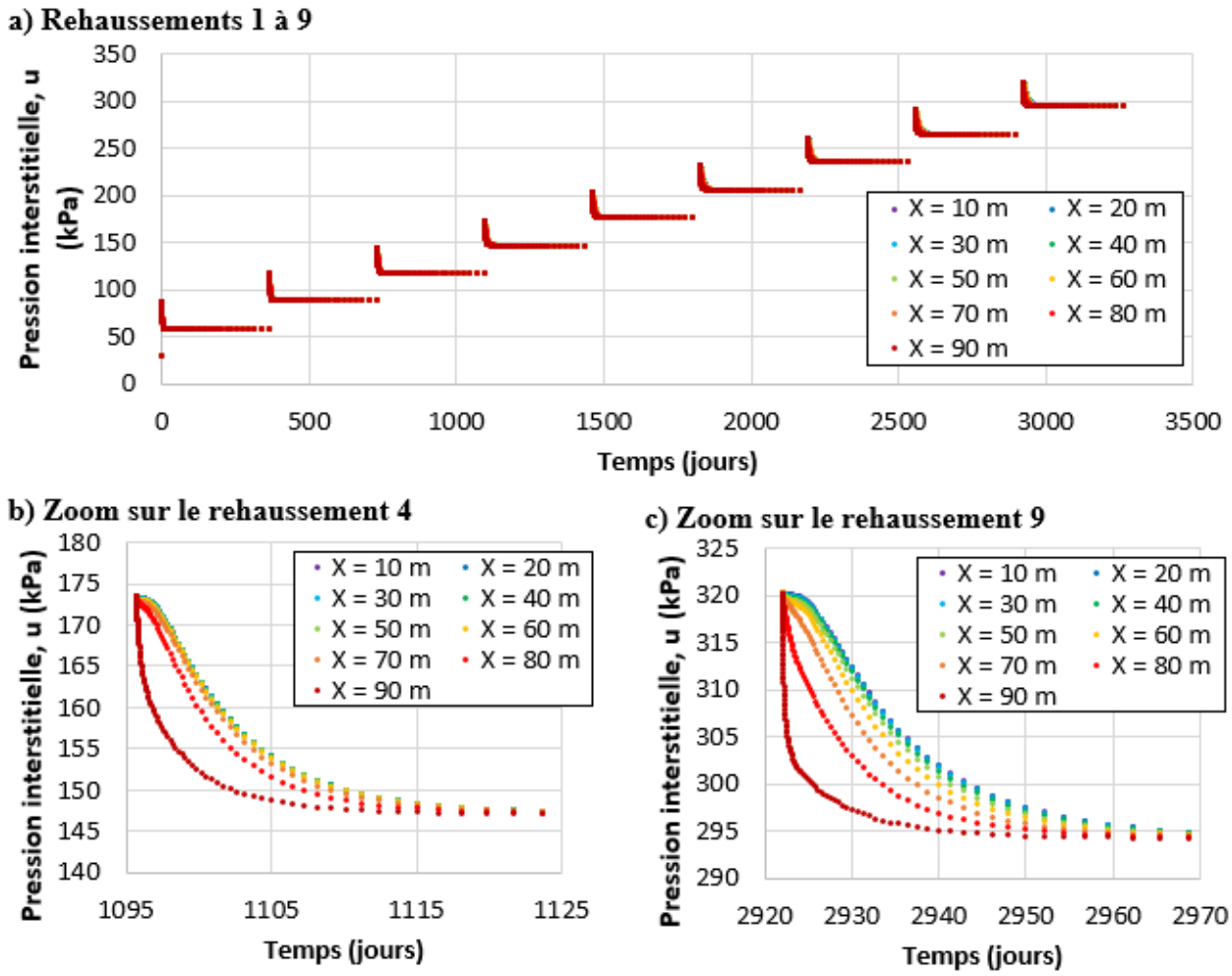


Figure 5.29: Évolution des pressions interstitielles simulées, *u*, en fonction du temps, à la base du modèle, à différentes positions X (a) pour tous les rehaussements; (b) zoom sur le rehaussement 4, *H*=15 m et (c) sur le rehaussement 9, *H*=30 m (IRS-CB).

5.2.4 Analyse des déplacements (IRS-CB)

Les déplacements verticaux totaux dans les résidus miniers et dans l'IRS variaient en fonction de l'élévation, Z, et en fonction de la position X (i.e. voir la figure 5.30 pour les déplacements verticaux à t = 3,99 ans (à H = 15 m) et la figure 5.31 pour les déplacements verticaux à t = 8,99 ans (à H = 30 m)). Les déplacements ont été générés à mesure que les pressions interstitielles se dissipaient et que les résidus se consolidaient. Les vitesses de consolidation sont présentées à la section 5.2.5. Les déplacements verticaux simulés dans les résidus miniers avaient une valeur

maximale de 0,27 mètre après le rehaussement 4 (t = 3,99 ans, H = 15 m, figure 5.30) et de 0,49 mètre après le rehaussement 9 (t = 8,99 ans, H = 30 m, figure 5.31). Les déplacements verticaux simulés dans les stériles étaient inférieurs à 0,02 mètre après le rehaussement 4 (H = 15 m) (figure 5.30) et à 0,06 mètre après le rehaussement 9 (H = 30 m) (figure 5.31).

Les déplacements verticaux simulés dans les résidus miniers sont plus faibles à proximité de l'IRS (figure 5.33). Cela pourrait avoir été causé par la reprise (transfert) d'une partie des contraintes par l'IRS plus rigide que les résidus miniers (effet de friction à l'interface). La différence entre les déplacements enregistrés à la surface du parc à résidus avec et sans inclusions est inférieure à 1% pour X > 87 m, X > 84 m, X > 80 m et X > 76 m après les rehaussements 3, 5, 7 et 9, respectivement (après la dissipation de Δu) (figure 5.33). Elle est inférieure à 10% pour X > 91 m, X > 90 m, X > 89 m et X > 87 m après les rehaussements 3, 5, 7 et 9, respectivement (après la dissipation de Δu) (figure 5.33). La grandeur de la zone d'influence de l'IRS sur les déplacements verticaux simulés à la surface augmente donc avec la hauteur du parc à résidus. Cette distance d'influence de l'inclusion sur les déplacements est au maximum de 19 mètres (1% d'écart avec les valeurs de déplacement sans inclusion) et de 8 mètres (10% d'écart avec les valeurs de déplacement sans inclusion) après la déposition du dernier rehaussement (t = 8,99 ans, Z = 356 m).

Les déplacements à la base du modèle sont demeurés nuls en raison de la condition frontière de déplacements nuls imposée (figure 5.21). Les déplacements verticaux simulés dans les résidus miniers sont plus élevés au sommet de chacune des couches de 3 mètres (par rapport aux déplacements simulés dans le reste de la même couche ou rehaussement) (figure 5.32). Les déformations verticales simulées dans les résidus miniers sont aussi plus élevées au sommet de chacune des couches de 3 mètres (i.e. voir la figure 5.34 pour les isocontours des déformations verticales à t = 3,99 ans (à H = 15 m) et la figure 5.35 pour les isocontours des déformations verticales à t = 8,99 ans (à H = 30 m)). Rappelons que le module de Young E imposé sur le modèle diminue avec l'élévation (et σ'_v) (figure 5.22), cela pourrait expliquer les déformations et les tassements plus importants au sommet de chaque couche de 3 mètres (par rapport aux déplacements et aux déformations dans le reste de cette même couche de 3 mètres).

Les déformations verticales simulées dans les résidus miniers ont une valeur maximale de 0,053 après le rehaussement 4 (t = 3,99 ans, figure 5.34) et de 0,069 après le rehaussement 9 (t = 8,99

ans, figure 5.35). Les déformations verticales simulées diminuent à proximité de l'IRS sensiblement de la même manière que les déplacements (même zone d'influence).

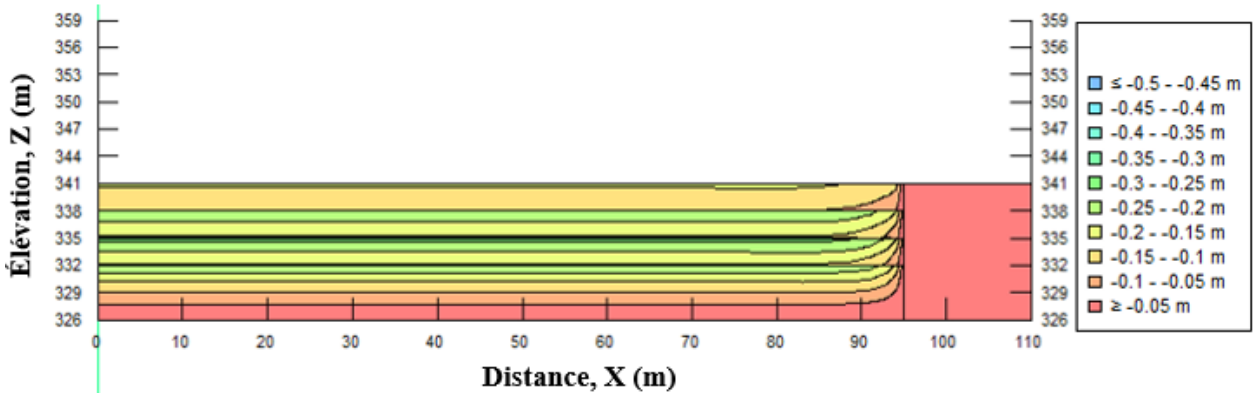


Figure 5.30: Déplacements verticaux simulés dans le parc après 3,99 ans (Δu=0) (IRS-CB).

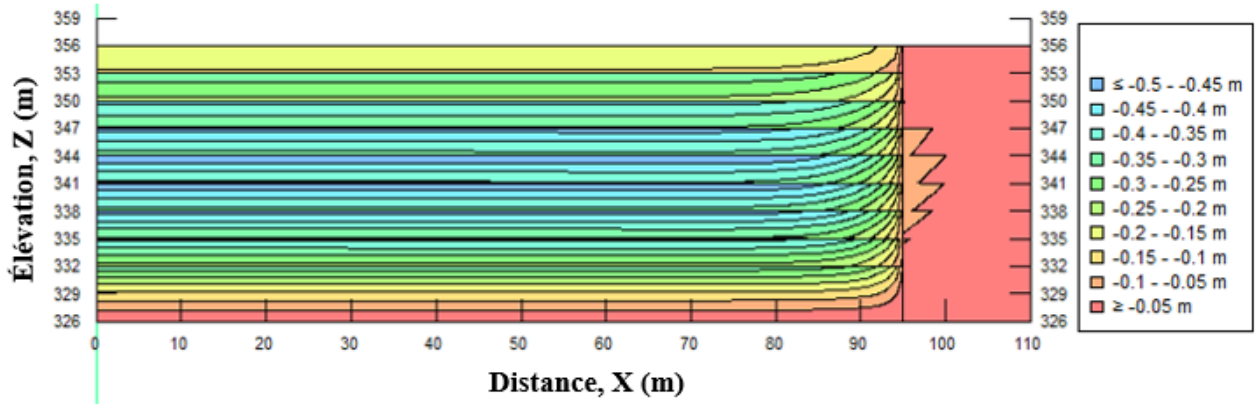


Figure 5.31: Déplacements verticaux simulés dans le parc, σ'_v, après 8,99 ans (Δu=0) (IRS-CB).

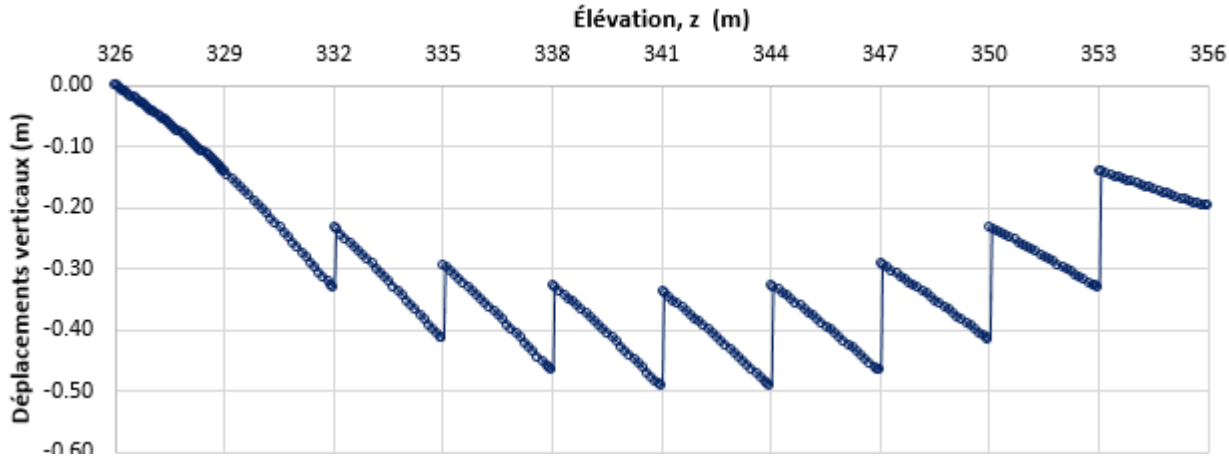


Figure 5.32: Déplacements verticaux en fonction de l'élévation, Z, après 11 ans, à X=0 m (IRS-CB).

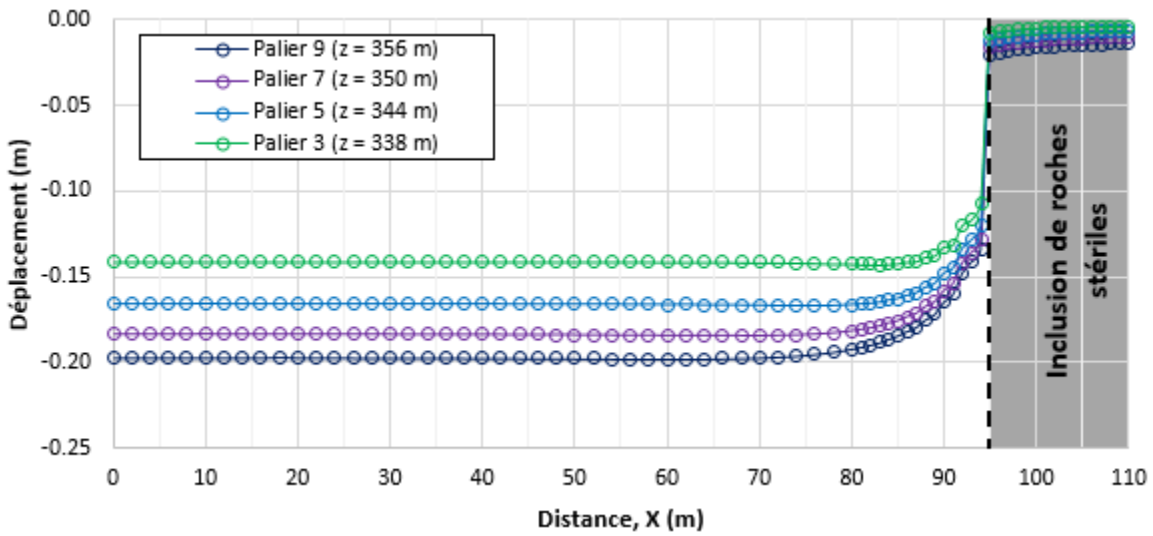


Figure 5.33 : Déplacements verticaux (m) simulés au sommet du parc à résidus en fonction de la distance, X (m) après la dissipation des pressions interstitielles (Δu = 0) générées par la déposition des rehaussements 3 (t = 2,99 ans; Z = 338 m), 5 (t = 4,99 ans; Z = 344 m), 7 (t = 6,99 ans; Z = 350 m) et 9 (t = 8,99 ans; Z = 356 m) (IRS-CB).

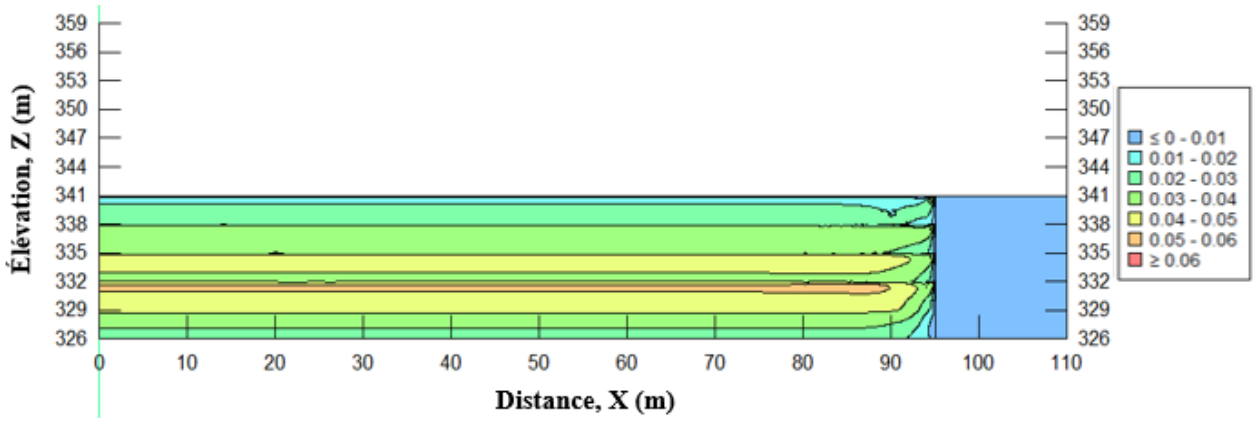


Figure 5.34: Déformations verticales simulées dans le parc après 3,99 ans (Δ*u*=0) (IRS-CB).

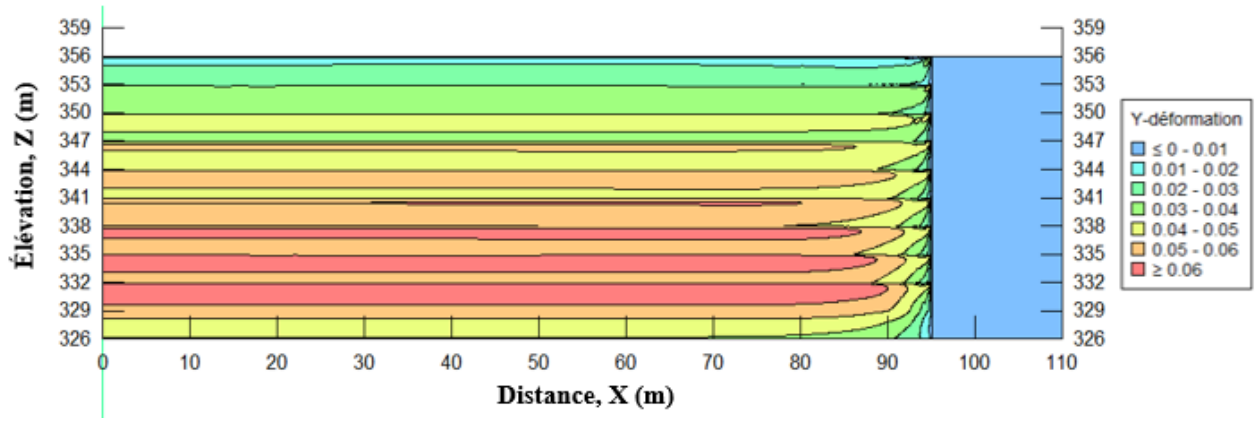


Figure 5.35: Déformations verticales simulées dans le parc, σ'_v, après 8,99 ans (Δu=0) (IRS-CB).

Les déplacements horizontaux (et déformations horizontales) sont négligeables dans les deux matériaux (inférieurs à 0,03m).

5.2.5 Analyse de la vitesse de consolidation (IRS-CB)

Le degré de consolidation, U (%) a été calculé à partir des surpressions interstitielles simulées (équation 2.18) afin d'évaluer l'influence de l'IRS sur la vitesse de consolidation des résidus. La figure 5.36 présente le degré de consolidation en fonction du temps suite aux rehaussements 4 (H=15 m) et 9 (H=30 m). Le temps pour atteindre un degré de consolidation de 90%, $t_{90\%}$, au rehaussement 4, est de 7,1 jours à 5 mètres de l'inclusion (X = 90 m) et de 15,1 jours sans IRS (ou à grande distance de l'inclusion). Le $t_{90\%}$, au rehaussement 9, est de 9,2 jours à 5 mètres de l'inclusion (X = 90m) et de 31,2 jours sans IRS. La consolidation est donc nettement plus rapide à proximité de l'inclusion.

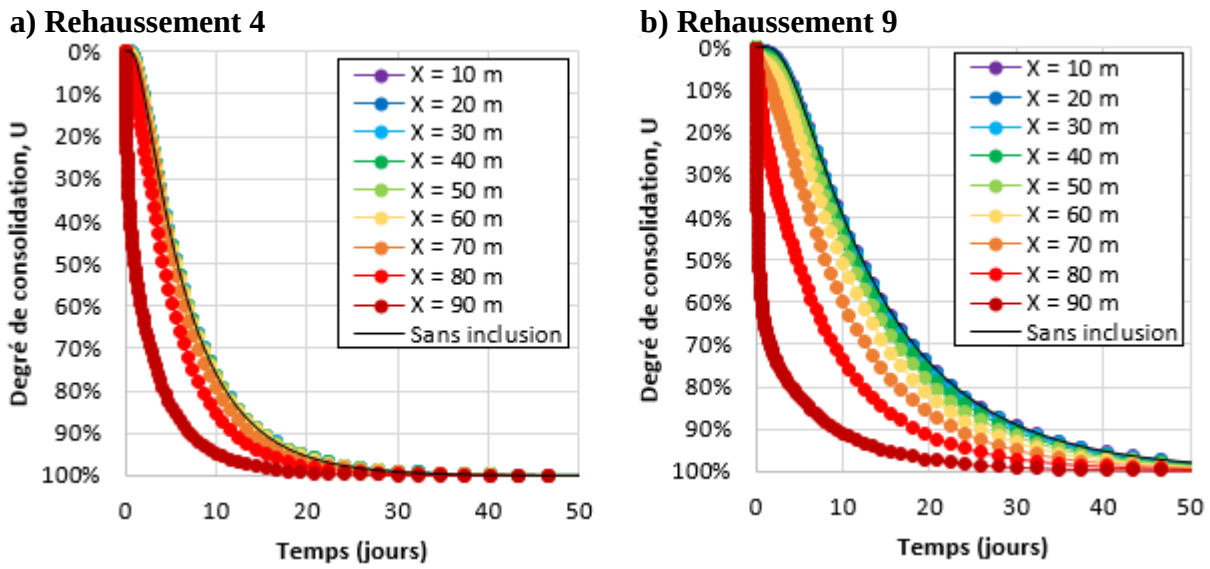


Figure 5.36: Degré de consolidation U en fonction du temps suite (a) au rehaussement 4, *H*=15 m et (b) au rehaussement 9, *H*=30 m simulé à la base du modèle, à différentes positions X (IRS-CB).

Les temps $t_{50\%}$ et $t_{90\%}$, requis pour atteindre un degré de consolidation de 50 et 90%, $U_{50\%}$ et $U_{90\%}$, à différentes positions X (sachant que l'inclusion est située à X =95m) pour différentes hauteurs totales (épaisseurs) du parc à résidus *H* (donc à différents paliers de chargement) ont été calculés à la base du parc (élévation Z = 326m) de manière à déterminer l'extension horizontale de la zone d'influence de l'inclusion (figures 5.37 et 5.38; valeurs présentées à l'Annexe P). Les valeurs de $t_{50\%}$ et $t_{90\%}$ augmentent en s'éloignant de l'IRS pour ensuite se stabiliser à partir d'une certaine distance. La distance à laquelle la valeur se stabilise augmente avec la hauteur totale (épaisseur) des résidus, car la distance de drainage verticale devient plus grande. Les $t_{90\%}$ sans inclusion varient de 5,5 jours pour *H* = 6 m à 31,2 jours pour *H* = 30 m. Avec inclusions, les $t_{90\%}$ à X = 90 m varient de 4,0 jours pour *H* = 6 m à 9,2 jours pour *H* = 30 m. Les $t_{90\%}$ à X = 70 m varient de 5,5 jours pour *H* = 6 m à 23,0 jours pour *H* = 30 m. Les $t_{90\%}$ à X = 50 m varient de 5,5 jours pour *H* = 6 m à 27,9 jours pour *H* = 30 m. Avec la présence d'une inclusion, il y a donc une réduction du temps pour atteindre un degré de consolidation de 90% de 1,5 à 22,0 jours à la position X = 90 m (5 mètres de l'inclusion), de 0 à 8,2 jours à la position X = 70 m (25 mètres de l'inclusion) et de 0 à 3,3 jours à la position X = 50 m (45 mètres de l'inclusion) selon la hauteur des résidus par rapport au cas sans inclusion.

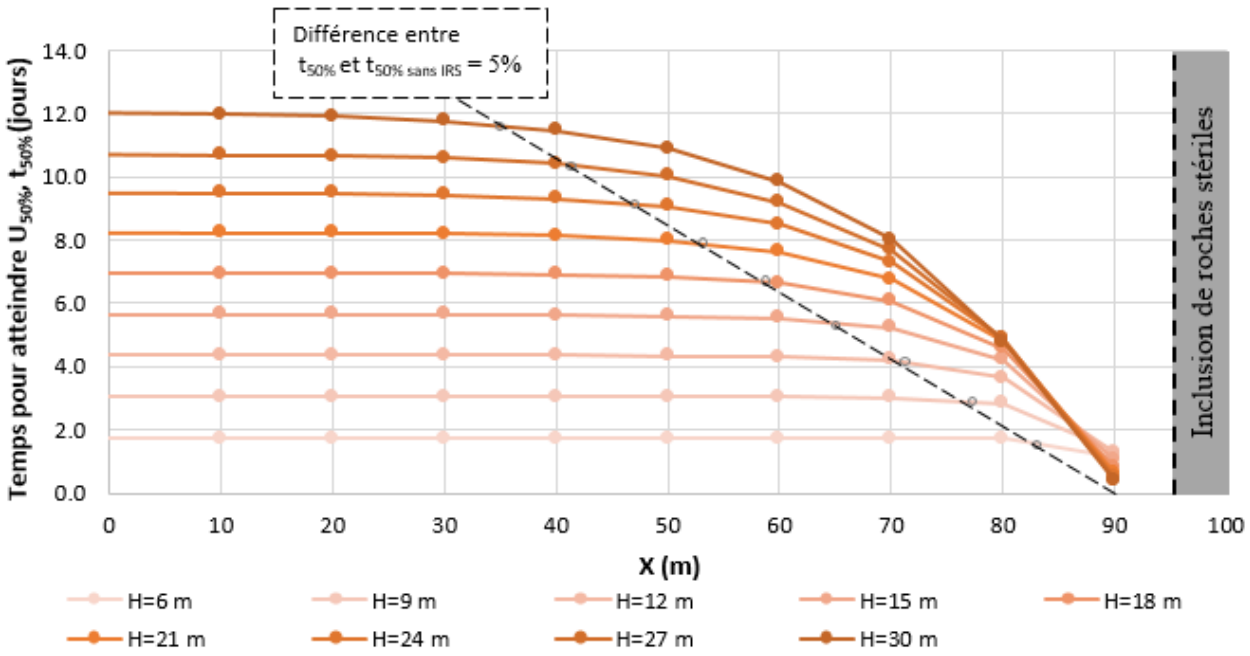


Figure 5.37: Temps, $t_{50\%}$, requis pour atteindre un degré de consolidation de 50%, $U_{50\%}$, (à la base du parc à résidus) en fonction de la position en X, selon la hauteur totale (épaisseur) *H* du parc à résidus et droite indiquant où la différence entre $t_{50\%}$ et $t_{50\%\ \text{sans IRS}}$ = 5% (IRS-CB).

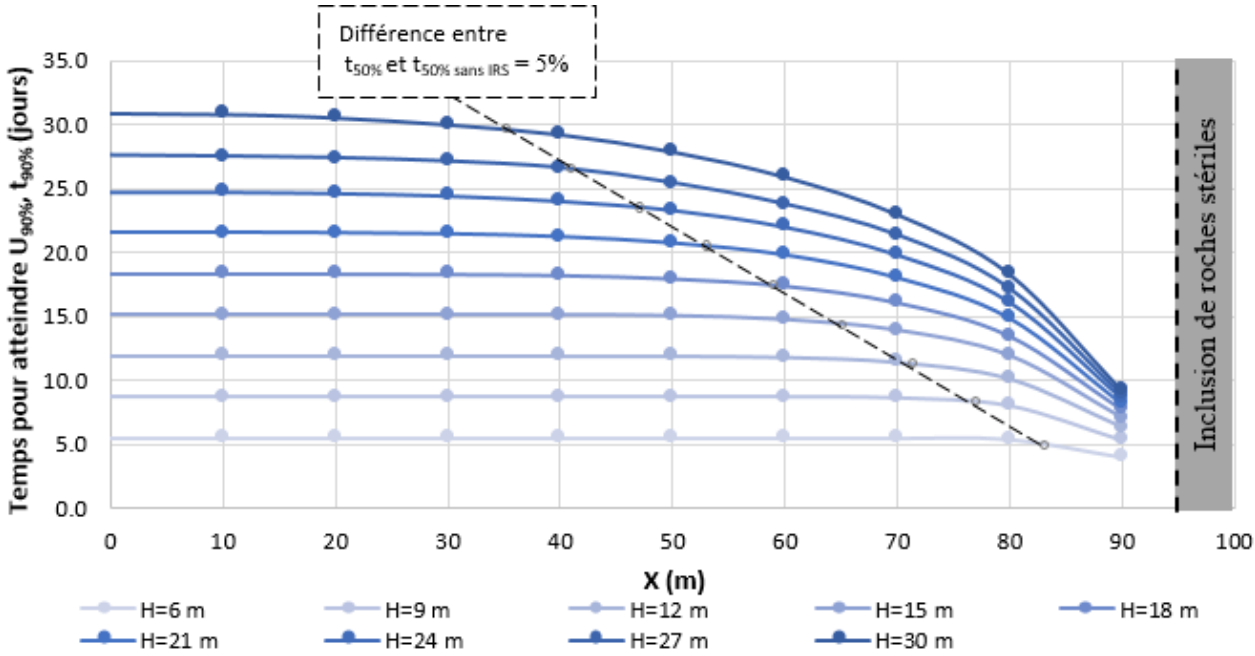


Figure 5.38: Temps, $t_{90\%}$, requis pour atteindre un degré de consolidation de 90%, $U_{90\%}$, (à la base du parc à résidus) en fonction de la position en X, selon la hauteur totale (épaisseur) *H* du parc à résidus et droite indiquant où la différence entre $t_{50\%}$ et $t_{50\%\ \text{sans IRS}}$ = 5% (IRS-CB).

Les valeurs de $t_{50\%}$ et $t_{90\%}$ à différente positions X ont été comparées avec les valeurs de $t_{50\%\ \text{sans incl.}}$ et $t_{90\%\ \text{sans incl.}}$ calculées sans inclusion (valeurs présentées à l'Annexe P). La différence entre les valeurs avec inclusion et sans inclusion ($|t_{x\%\ \text{sans incl.}} - t_{x\%}| \times 100\% / t_{x\%\ \text{sans incl.}}$) à différentes positions X, pour différents *H* est présentée aux tableaux 5.8 et 5.9. Des lignes rouges et bleues ont été tracées sur ces tableaux. La ligne rouge limite les points qui sont situés à une distance de l'inclusion inférieure à la hauteur *H* du parc à résidus. La ligne bleue limite les points qui sont situés à une distance de l'inclusion inférieure à 2 fois la hauteur *H* du parc à résidus.

Dans les résidus situés à une distance à l'inclusion inférieure à 2*H* des valeurs de $t_{50\%}$ et de $t_{90\%}$ plus petites que celles obtenues sans inclusion ont aussi été calculées. La différence entre ces temps varie entre 4 à 24 % pour $t_{50\%}$ et entre 5 à 20 % pour $t_{90\%}$ (tableaux 5.8 et 5.9). À une distance horizontale de plus de 2*H*, les valeurs de $t_{50\%}$ et de $t_{90\%}$ sont semblables à celles obtenues sans inclusion (différence entre 0 et 5%,) (tableaux 5.8 et 5.9).

L'IRS a donc une influence marquée sur la vitesse de dissipation des surpressions interstitielles, permettant ainsi de réduire significativement les temps de dissipation des pressions interstitielles à proximité de l'inclusion. L'extension de la zone d'influence de l'inclusion varie avec l'épaisseur du parc à résidus *H*. À une distance horizontale de moins de 1*H* de l'inclusion, la dissipation est très rapide; à une distance de plus 2*H* l'inclusion la vitesse de dissipation des roches stériles est très proche de celle sans inclusion (moins de 5% de différence); il y a transition dans la zone intermédiaire entre H et 2H.

Selon les résultats de ces calculs, l'extension latérale de la zone d'influence de l'IRS sur la vitesse de dissipation des surpressions interstitielles serait donc d'environ 2 fois l'épaisseur des résidus (2*H*). Ceci est en accord avec les simulations numériques antérieures où l'extension latérale de la zone d'influence variait de 2 fois l'épaisseur des résidus (2*H)* (L. Bolduc, 2012) jusqu'à trois fois l'épaisseur (3*H)* (Jaouhar, 2012).

Tableau 5.8 : Différence* entre le temps $t_{50\%}$, requis pour atteindre $U_{50\%}$ et le temps, $t_{50\%\ \text{sans inclusion}}$, requis pour atteindre $U_{50\%}$ sans IRS (calculée à la base du parc à résidus) (IRS-CB).

	X=10 m	X=20 m	X=30 m	X=40 m	X=50 m	X=60 m	X=70 m	X=80 m	X=90 m
Distance à l'IRS	85 m	75m	65m	55m	45m	35m	25m	15m	5m
H=6 m	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	1%	35%
H=9 m	0%	0%	0%	0%	0%	0%	1%	7%	57%
H=12 m	0%	0%	0%	0%	0%	1%	3%	16%	71%
H=15 m	0%	0%	0%	0%	1%	2%	7%	26%	82%
H=18 m	0%	0%	0%	1%	2%	4%	13%	34%	89%
H=21 m	0%	0%	1%	1%	3%	7%	18%	42%	93%
H=24 m	1%	1%	1%	3%	5%	11%	24%	49%	95%
H=27 m	1%	2%	2%	4%	8%	15%	29%	55%	96%
H=30 m	2%	2%	3%	6%	10%	19%	34%	61%	97%

*Différence = $(|t_{50\%\ \text{Sans inclusion}} - t_{50\%}| / t_{50\%\ \text{Sans inclusion}}) \times 100\%$
** Sous la ligne rouge, le point de mesure est à une distance de l'inclusion < H
*** Sous la ligne bleue, le point de mesure est à une distance de l'inclusion < 2H
**** H est la hauteur de résidus au-dessus du point de calcul

Tableau 5.9 Différence* entre le temps $t_{90\%}$, requis pour atteindre $U_{90\%}$ et le temps, $t_{90\%\ \text{sans inclusion}}$, requis pour atteindre $U_{90\%}$ sans IRS (calculée à la base du parc à résidus) (IRS-CB).

	X=10 m	X=20 m	X=30 m	X=40 m	X=50 m	X=60 m	X=70 m	X=80 m	X=90 m
Distance à l'IRS	85 m	75m	65m	55m	45m	35m	25m	15m	5m
H=6 m	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	2%	27%
H=9 m	0%	0%	0%	0%	0%	0%	1%	8%	39%
H=12 m	0%	0%	0%	0%	0%	1%	4%	15%	47%
H=15 m	0%	0%	0%	0%	1%	3%	8%	21%	53%
H=18 m	0%	0%	0%	1%	2%	5%	12%	27%	58%
H=21 m	0%	0%	1%	2%	4%	8%	16%	31%	62%
H=24 m	0%	0%	1%	3%	6%	11%	20%	35%	65%
H=27 m	2%	2%	3%	5%	9%	15%	24%	38%	68%
H=30 m	1%	2%	4%	6%	11%	17%	26%	41%	70%

*Différence = $(|t_{50\%\ \text{Sans inclusion}} - t_{50\%}| / t_{50\%\ \text{Sans inclusion}}) \times 100\%$
* Sous la ligne rouge, le point de mesure est à une distance de l'inclusion < H
*** Sous la ligne bleue, le point de mesure est à une distance de l'inclusion < 2H
**** H est la hauteur de résidus au-dessus du point de calcul

CHAPITRE 6 SIMULATIONS NUMÉRIQUES COMPLÉMENTAIRES ET DISCUSSION

Ce chapitre présente une série de simulations numériques complémentaires (avec le logiciel SIGMA/W; Geoslope Int., 2016) réalisées dans le but d'évaluer l'influence du modèle de comportement Cam Clay Modifié (IRS-CCM), de la variation de l'épaisseur des rehaussements (IRS-1,5m et IRS-1m), de la désaturation du parc à résidus (IRS-Unsat) et de la présence d'un tapis drainant à la base du modèle (IRS-Drain). L'état des contraintes et des pressions interstitielles, l'ampleur des déplacements, la vitesse de dissipation des surpressions et la zone d'influence des inclusions de roches stériles ont été évalués pour ces différents cas. Les paramètres des différents cas simulés ont été présentés à la section 3.3 et les résultats sont comparés ici avec la simulation IRS-CB présentée à la section 5.2 et avec la réponse in situ des résidus miniers présentée à la section 4.5.

6.1 Modèle de comportement Cam Clay Modifié (IRS-CCM)

La simulation IRS-CCM a été réalisée avec le modèle de comportement Cam-Clay modifié (CCM), déjà présenté à la section 2.4.2.3 et utilisé à la section 5.1.1. Cette section présente notamment une comparaison des résultats au niveau de l'état des contraintes, l'état des pressions interstitielles, les valeurs de déplacements et les vitesses de consolidation simulées avec le modèle de comportement CCM (IRS-CCM) et élasto-plastique de Mohr-Coulomb (EP ; IRS-CB présenté à la section 5.2).

6.1.1 Modèle numérique (IRS-CCM)

Le comportement des résidus miniers a été simulé ici avec le modèle Cam-Clay Modifié (CCM) (section 2.4.2.3). Des valeurs de C_r de 0,0185 (Essayad, 2015) et de C_c de 0,069 (essais de compression A, B, C, section 5.2) ont été utilisées. Les valeurs de κ et le λ associées sont respectivement de 0,008 et de 0,03 (équations 2.59 et 2.60) (tableau 6.1). L'indice des vides initial, e_0, est de 0,92. Cette valeur a été déduite des teneurs en eau volumiques, θ, enregistrées sur le parc à résidus de la mine CM (voir la section 6.5 pour la comparaison entre les résultats des simulations numériques et la réponse *in situ* des résidus miniers). L'angle de frottement, ϕ', le coefficient de poisson, ν, le poids volumique saturé, γ_{sat}, et la conductivité hydraulique, k_{sat}, sont les mêmes que pour les simulations avec le modèle EP (IRS-CB, section 5.2).

La géométrie, les conditions frontières et le maillage, ainsi que les propriétés des roches stériles pour IRS-CCM sont les mêmes que pour IRS-CB tableau 5.7).

Tableau 6.1: Propriétés des résidus miniers pour les simulations numériques IRS-CCM.

	Propriété	Valeur modélisation	Source
Résidus miniers	**Rapport de surconsolidation, OCR**	1	-
	Indice des vides initial, e_0	0,92	Calibration du modèle à partir des données de terrain (section 4.5)
	Pente de la ligne de consolidation, λ (kPa^{-1})	0,03	Moyenne des essais de consolidation A, B et C
	Pente de la ligne de surconsolidation, κ (kPa^{-1})	0,008	Essayad (2015)
	Angle de frottement, φ' (°)	38	Grimard (2017)
	Coefficient de poisson, ν	0,275	(Associé à un K_0 de 0,38) Grimard (2017)
	Poids volumique saturé, γ_{sat} (kN/m^3)	18,50	Propriétés des résidus de CM (chapitre 4)
	Conductivité hydraulique initiale, k_{sat} (m/s)	5×10^{-7}	Estimation Kozeny-Carman Modifié (Mbonimpa et al., 2002)

6.1.2 Résultats

6.1.2.1 Contraintes totales et effectives

L'ampleur des contraintes verticales totales, σ_v, et effectives σ'_v, simulées dans les résidus miniers après la dissipation des pressions interstitielles ($\Delta u = 0$) est similaire (< 5 kPa de différence) pour IRS-CCM et IRS-CB (figures 6.1 à 6.4 pour IRS-CCM et figures 5.25 à 5.28 pour le IRS-CB). Les contraintes totales (IRS-CB et IRS-CCM) sont généralement proches du poids des terres ($\sigma_v = \gamma_{sat} \times H$) (< 5 kPa de différence; figures 5.23, 6.2, 6.4 et 6.5) sauf à proximité de l'IRS où elles sont plus faibles. Les différences maximales entre les contraintes totales simulées et le poids des terres pour IRS-CCM sont de 68 et 124 kPa après le 4e (H = 15 m) et le 9e rehaussement (H = 30 m) et sont simulées à l'interface entre les résidus et les roches stériles (figure 6.5). Ces différences correspondent respectivement à 25 et 22 % de la contrainte associée au poids des terres pour des hauteurs de 15 m et 30 m. Les différences maximales entre les contraintes simulées au

cours de IRS-CB et le poids des terres sont de 71 et 150 kPa après le 4e et le 9e rehaussement (figure 6.5), ce qui correspond à 26 et 27% du poids des terres (différences maximales simulées à l'interface entre les résidus et l'IRS). L'ampleur de la diminution de la contrainte à proximité de l'inclusion est donc semblable pour les deux modèles de comportement.

L'extension latérale de la zone d'influence de l'inclusion sur la diminution des contraintes est plus faible avec le modèle CCM qu'avec le modèle EP (figure 6.5). Ainsi, les contraintes totales et effectives (après la dissipation des pressions interstitielles) avec le modèle CCM sont inférieures de 5% aux contraintes totales et effectives sans inclusion à une position X > 91 m et X > 92 m pour H = 15 m et H = 30 m respectivement, contre X = 89 m et X = 84 m avec le modèle EP (l'inclusion débute à la position X = 95 m). La distance d'influence de l'inclusion sur les contraintes est relativement constante pour diverses hauteurs du parc selon le modèle CCM, alors qu'elle tend à augmenter avec la hauteur du parc pour le modèle EP (figure 6.5).

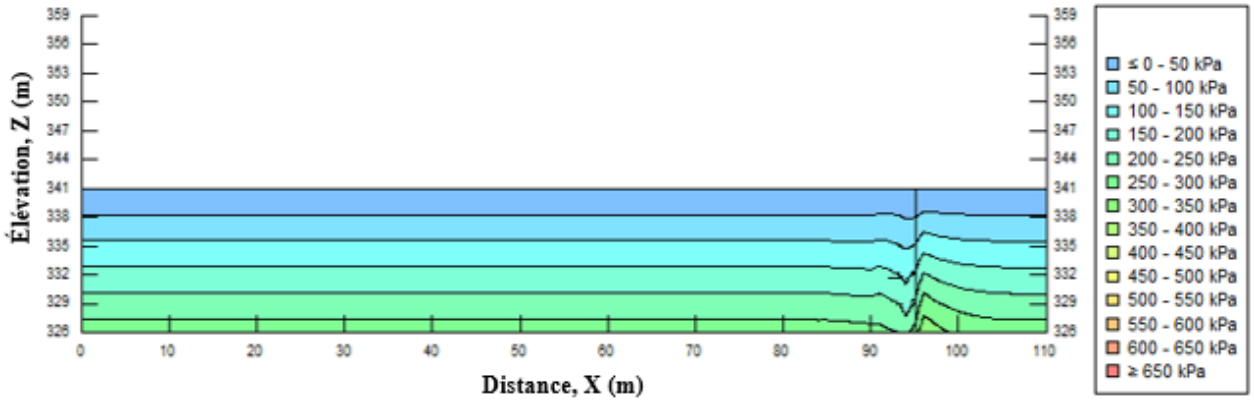


Figure 6.1 : Contraintes totales verticales simulées dans le parc, σ_v, après 3,99 ans (Δu=0) (IRS-CCM).

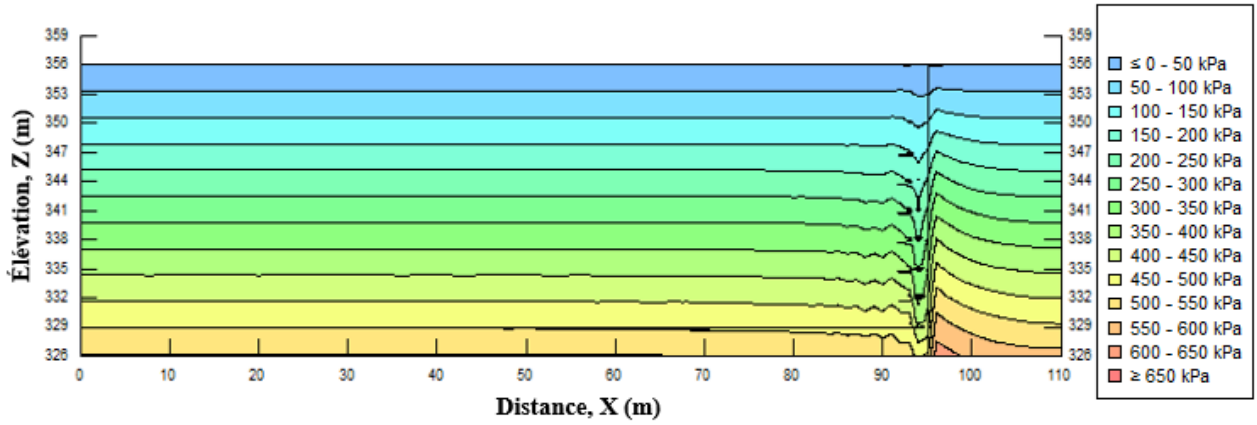


Figure 6.2: Contraintes totales verticales simulées dans le parc, σ_v, après 8,99 ans (Δu=0) (IRS-CCM).

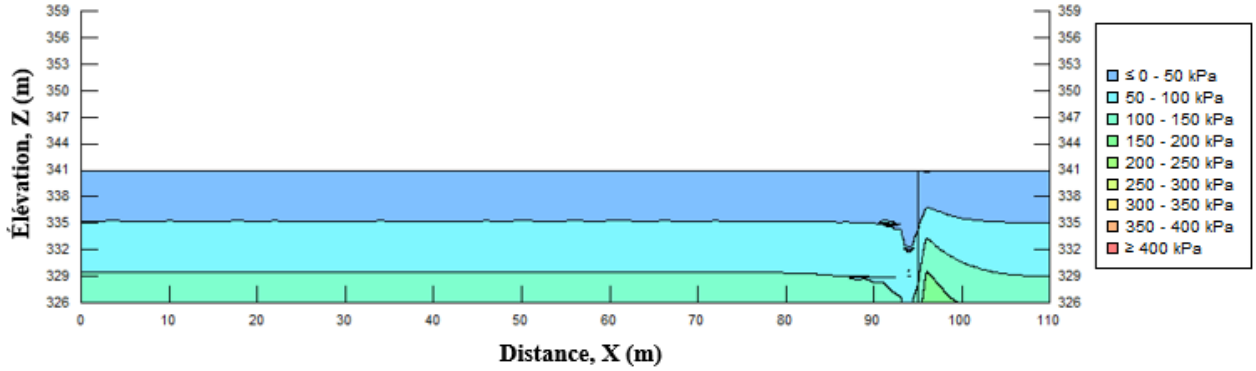


Figure 6.3: Contraintes effectives verticales simulées, σ'_v, après 3,99 ans (Δu=0) (IRS-CCM).

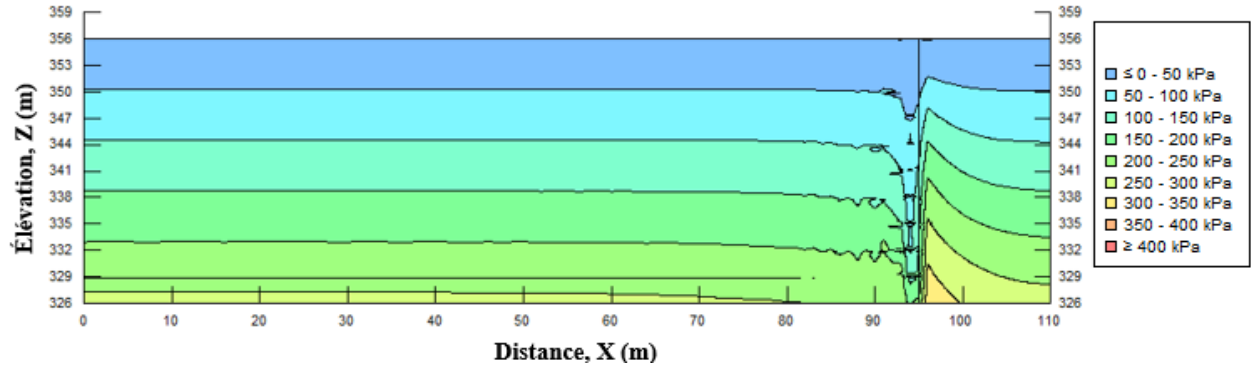


Figure 6.4: Contraintes effectives verticales simulées, σ'_v, après 8,99 ans (Δu=0) (IRS-CCM).

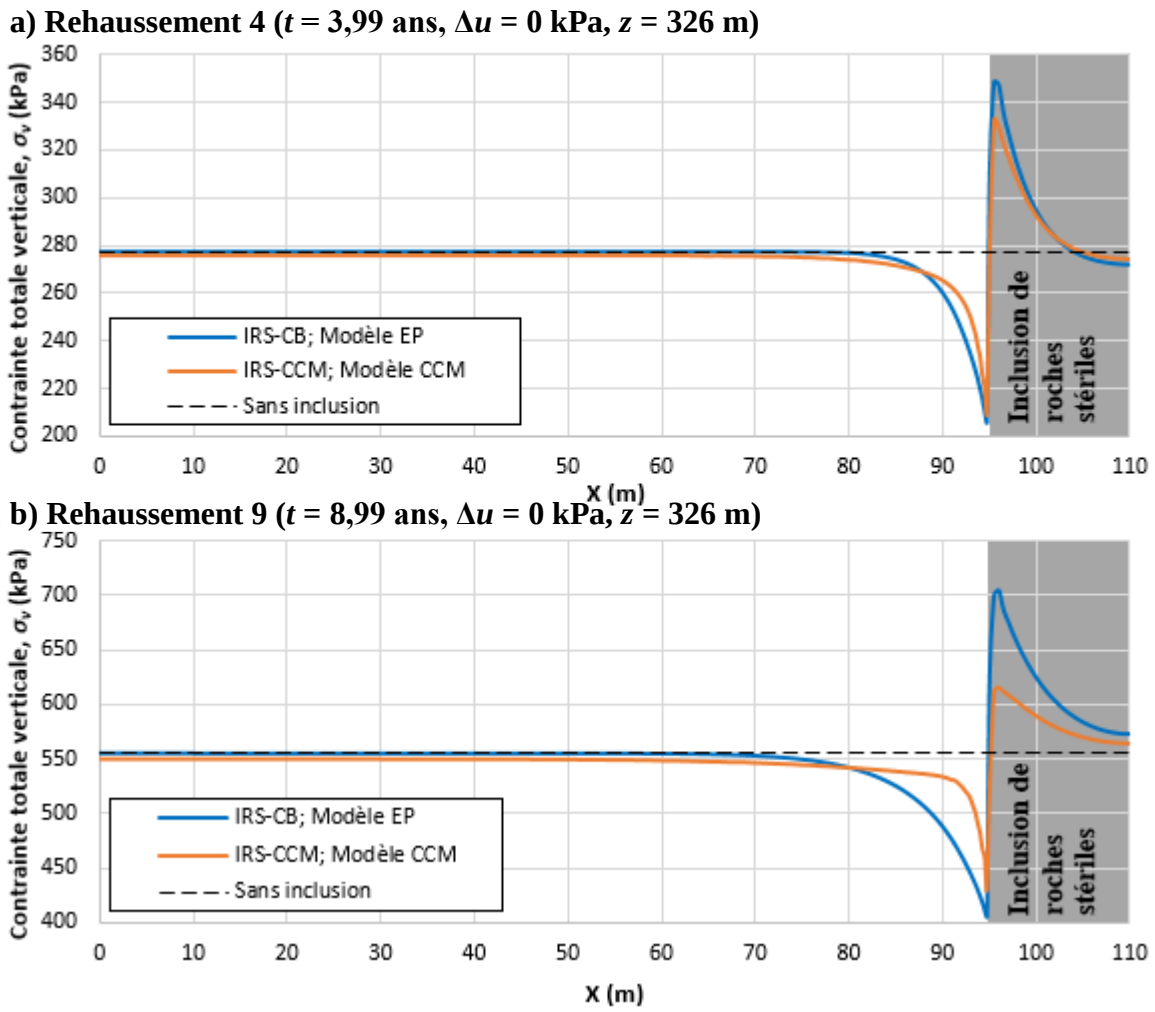


Figure 6.5: Contrainte totale verticale, σ_v, à la base du modèle (Z = 326 m) en fonction de la position, X, (a) à la fin de l'année pour le 4e rehaussement (t = 3,99 ans; Δu = 0) et (b) à la fin de l'année pour le 9e rehaussement (t = 8,99 ans; Δu = 0), pour IRS-CB, IRS-CCM et sans inclusion.

6.1.2.2 Pressions interstitielles

Des surpressions interstitielles, Δu, ont été générées quasi instantanément à chacun des rehaussements avec les modèles de comportement CCM (figure 6.6a) et EP (figure 5.29a). Les surpressions Δu étaient toujours égales à la contrainte associée au poids de chacun des rehaussements ($\Delta u = \Delta\sigma_v = \gamma_{sat} \times h$ = 56 kPa) avec le modèle de comportement EP (section 5.2.3). Les surpressions sont légèrement supérieures à la contrainte associée au poids des terres (jusqu'à 4 kPa de plus) avec le modèle de comportement CCM (IRS-CCM).

Les surpressions se sont dissipées progressivement avec les deux modèles de comportement. La dissipation des surpressions est plus rapide à proximité de l'inclusion dans les simulations IRS-CB et IRS-CCM (figures 5.29b et c et 6.6b et c). La dissipation des surpressions est plus rapide avec le modèle CCM qu'avec le modèle EP sauf pour les premiers rehaussements (H = 6 à 12 m), pour lesquels la vitesse de dissipation est légèrement inférieure avec le modèle CCM. Les vitesses de dissipation des surpressions interstitielles (vitesse de consolidation) sont présentées à la section 6.1.2.4.

Une pression hydrostatique est atteinte après la dissipation des pressions en excès Δu dans les deux cas simulés (figures 5.29a, 6.6a).

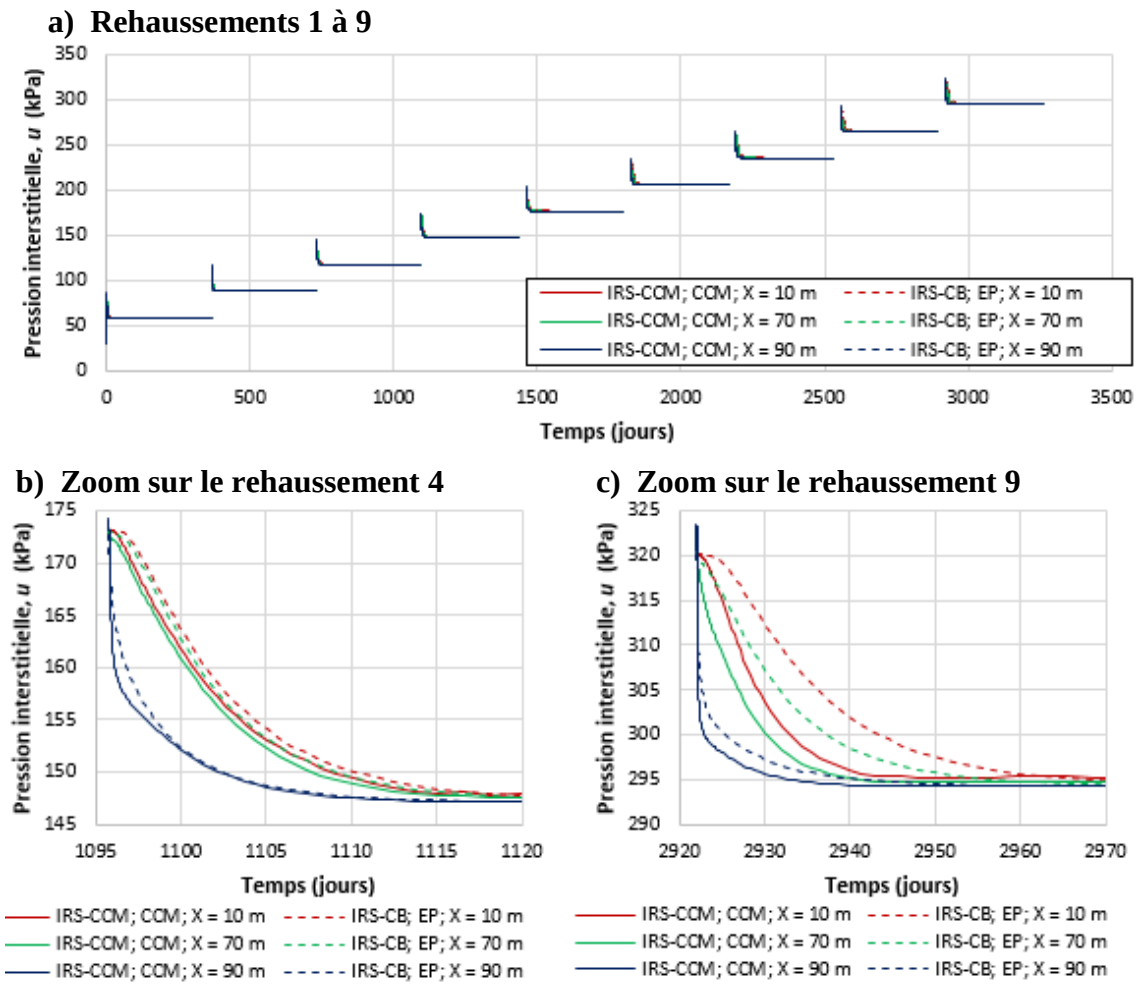


Figure 6.6: (a) Évolution des pressions interstitielles simulées, u, en fonction du temps à la base du modèle à différentes positions X pour tous les rehaussements; (b) zoom sur le rehaussement 4, H=15 m et (c) sur le rehaussement 9, H=30 m (C) (IRS-CB et IRS-CCM).

6.1.2.3 Déplacements et indices des vides

Les déplacements simulés dans les résidus miniers et dans l'IRS sont semblables (moins de 0,08 m d'écart) avec les modèles de comportement EP et CCM, pour une position et pour une hauteur du parc, *H*, données. Les déplacements verticaux simulés au centre du parc avec le modèle de comportement EP sont généralement plus élevés que ceux simulés avec le modèle CCM. Les déplacements verticaux maximaux simulés avec les modèles EP et CCM sont respectivement de 0,49 m, 0,41 m après 8,99 ans et ont été simulés au centre (hi-hauteur) du parc (figure 6.8). Les déplacements verticaux maximaux en surface sont de 0,15 et 0,20 m pour les simulations IRS-CB et IRS-CCM après 3,99 ans (H = 15m, Δu = 0 kPa) et de 0,19 et de 0,22 m pour les simulations IRS-CB et IRS-CCM après 8,99 ans (H = 30 m, Δu = 0 kPa) (figure 6.7). Les déplacements simulés en surface sont généralement plus élevés avec le modèle de comportement CCM.

Les déplacements verticaux simulés dans les résidus sont plus faibles à proximité de l'inclusion pour les deux cas simulés (figure 6.7). La distance d'influence de l'inclusion sur les déplacements est plus faible pour le modèle CCM que pour le modèle EP. Il y a un écart de 10% entre les valeurs de déplacements avec et sans inclusion à partir de X = 91 m pour IRS-CB et à partir de X = 93 m pour IRS-CCM après la dissipation des pressions interstitielles (Δu = 0) après 4e rehaussement (Z = 341 m, H = 15 m). Il y a un écart de 10% entre les valeurs de déplacements avec et sans inclusion à partir de X = 87 m pour IRS-CB et X = 93 m pour IRS-CCM après la dissipation des pressions interstitielles (Δu = 0) après dernier rehaussement (Z = 356 m, H = 30 m). La distance d'influence de l'inclusion sur les déplacements est relativement constante selon la hauteur du parc pour le modèle CCM, alors qu'elle tend à augmenter avec la hauteur du parc pour le modèle EP. Cela peut être expliqué par la distribution des contraintes qui est différente avec les deux modèles entraînant ainsi des déplacements et des déformations différents.

La distance d'influence horizontale de l'inclusion sur les déplacements verticaux simulés avec les modèles CCM et EP obtenue d'une étude numérique similaire sur le comportement de résidus à proximité d'une IRS (L. Bolduc, 2012) était aussi plus importante avec le modèle EP qu'avec le modèle CCM.

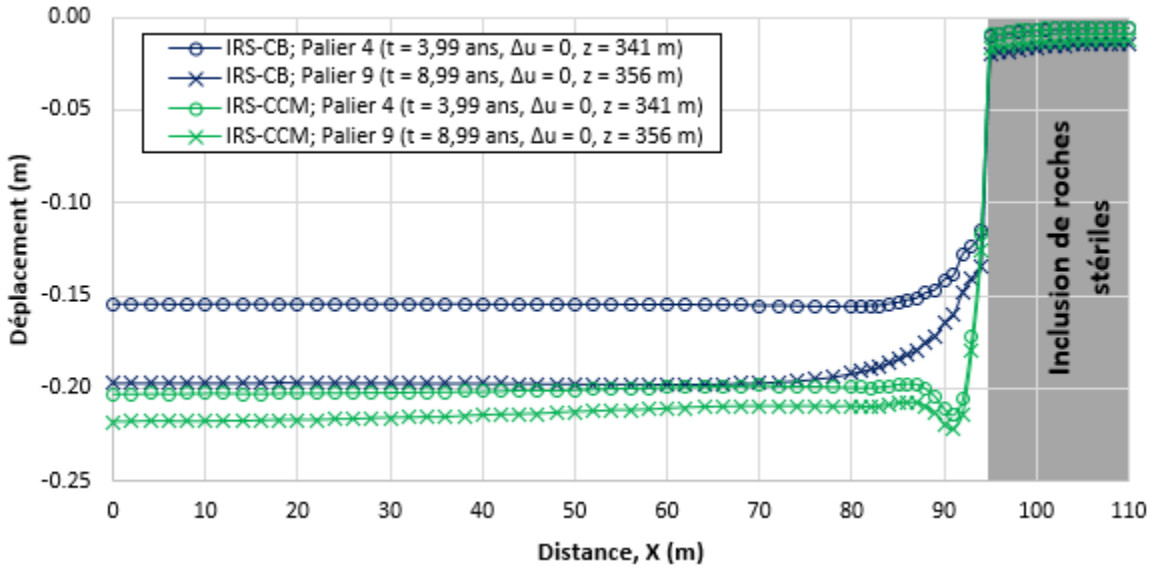


Figure 6.7: Déplacements verticaux (m) simulés en fonction de la distance, X (m) au sommet du parc à résidus après la dissipation des pressions interstitielles ($\Delta u = 0$) générées par la déposition des rehaussements 4 (t = 3,99 ans; Z = 341 m) et 9 (t = 8,99 ans ; Z = 356 m) (IRS-CB et IRS-CCM).

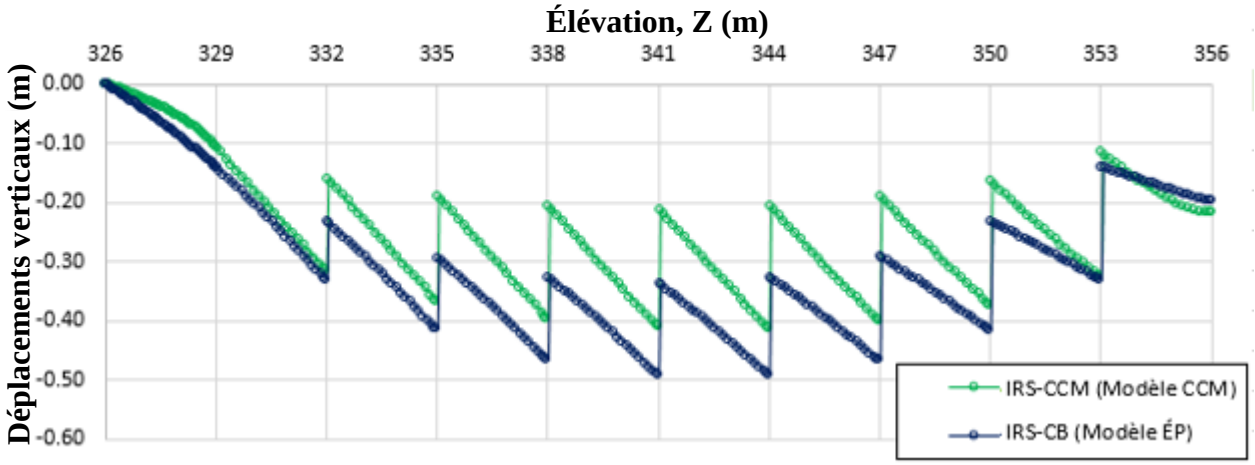


Figure 6.8: Déplacements verticaux simulés en fonction de l'élévation, Z, après 8,99 ans, loin de l'inclusion à X=0 m (IRS-CB et IRS-CCM).

Les indices des vides simulés, *e*, tendent à diminuer avec la profondeur (et donc avec la contrainte verticale) dans le parc à résidus (figures 6.9 à 6.11). Les indices des vides dans la couche *in situ*

déjà en place (Z = 326 m à Z = 329 m) sont plus élevés que dans le reste de parc à cause de la condition frontière de déplacements nuls imposée à la base du modèle. Les indices des vides dans les résidus sont compris entre 0,78 et 0,92 après 3,99 ans (H = 15 m, Δu = 0, figure 6.9) et entre 0,76 et 0,92 après 8,99 ans (H = 30 m, Δu = 0, figures 6.10 et 6.11). Les indices des vides diminuent généralement d'environ 0,02 à moins de 2 mètres de l'inclusion, et ils demeurent constants ailleurs pour une élévation donnée (figure 6.11).

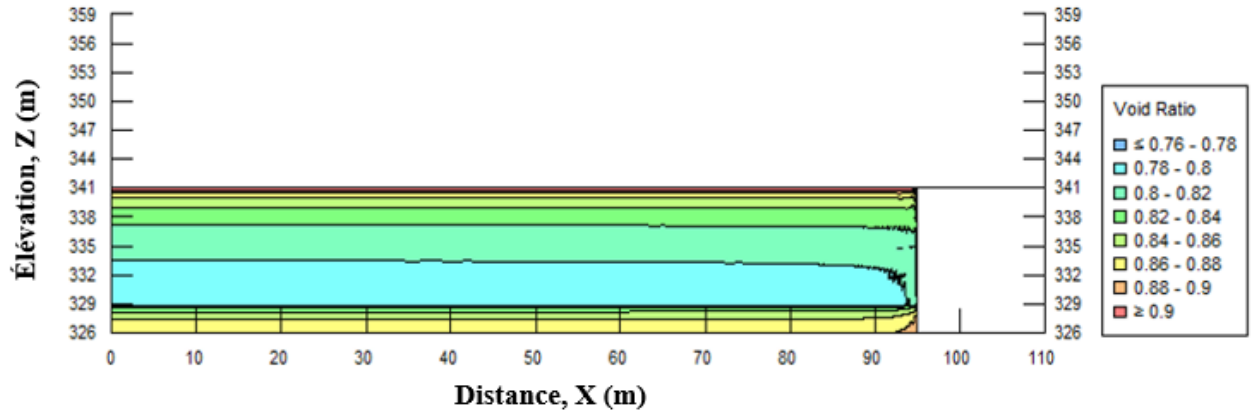


Figure 6.9: Indices des vides simulés après 3,99 ans (Δu = 0) (IRS-CCM).

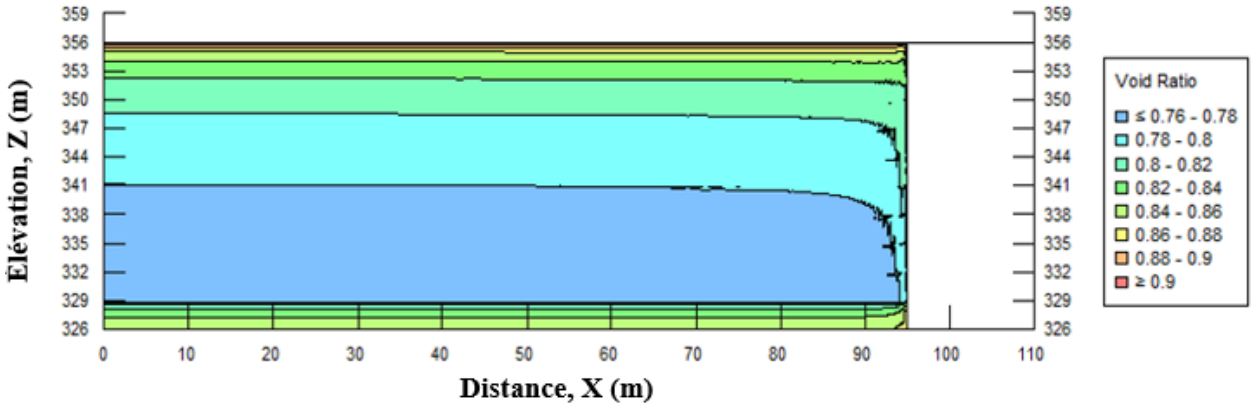


Figure 6.10: Indices des vides simulés après 8,99 ans (Δu=0) (IRS-CCM).

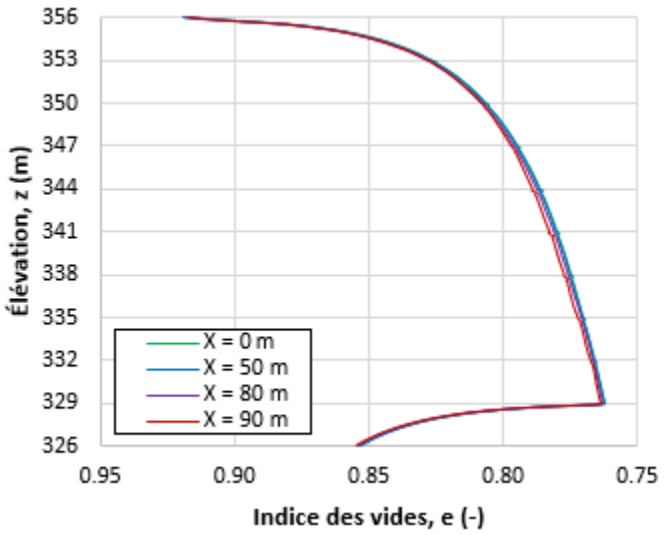


Figure 6.11: Indice des vides simulé en fonction de l'élévation après 8,99 ans aux distances X = 0m, X = 50 m, X = 80 m et X = 90 m (IRS-CCM).

6.1.2.4 Vitesse de consolidation

Le degré de consolidation, U (%) a été calculé à partir des surpressions interstitielles simulées (équation 2.18). Les temps $t_{50\%}$ et $t_{90\%}$, requis pour atteindre un degré de consolidation de 50% et de 90%, $U_{50\%}$ et $U_{90\%}$, à différentes positions X pour différentes hauteurs totales (épaisseurs) du parc à résidus *H* (calculés à la base du parc; élévation = 326 m) sont présentés à l'Annexe P.

Le choix du modèle de comportement a eu une influence importante sur la vitesse de consolidation (figures 6.12 et 6.13). La différence entre les vitesses de consolidation obtenues avec les deux modèles de comportement augmente avec la hauteur *H*. La vitesse de consolidation est assez semblable entre les deux modèles (1,5 jours plus rapide avec le modèle EP) pour le 4e rehaussement (*H* = 15 m; figure 6.12). Le modèle CCM entraîne une consolidation plus rapide, de 15 jours (donc 2 fois plus rapide), que le modèle de comportement EP pour le dernier rehaussement (*H* = 30 m; figure 6.13).

Le temps nécessaire pour atteindre une dissipation de 90% des surpressions interstitielles, $t_{90\%}$, à la base du modèle pour le 4e rehaussement (*H* = 15 m) varie entre 7,0 et 13,7 jours avec le modèle CCM, soit entre 0,5 et 1,5 jours plus rapidement qu'avec le modèle EP. Le t_{90} à la base du modèle pour le 9e rehaussement (*H* = 30 m) varie entre 5,1 et 15,8 jours avec le modèle CCM soit entre

4,2 et 15,1 jours plus rapidement qu'avec le modèle EP. Les résultats suivent la même tendance pour les autres rehaussements.

Les temps de consolidation obtenus avec les modèles CCM et EP au cours d'une étude numérique similaire sur le comportement de résidus à proximité d'une IRS (L. Bolduc, 2012) étaient aussi beaucoup plus rapides avec le modèle CCM pour une élévation du parc, *H*, de 30 m (jusqu'à 43 jours plus rapide); elles étaient assez semblables pour une élévation du parc de 15 m (entre 1 et 3.5 jours de différence).

Les valeurs de $t_{50\%}$ et $t_{90\%}$ à différente positions X ont été comparées avec les valeurs calculées sans inclusion, $t_{50\%\ \text{sans incl.}}$ et $t_{90\%\ \text{sans incl.}}$ La différence relative entre les valeurs avec et sans inclusion ($|t_{x\%\ \text{sans incl.}} - t_{x\%}| \times 100\% / t_{x\%\ \text{sans incl.}}$) à différentes positions X, pour différents *H* est présentée aux tableaux 5.8 et 5.9 pour le modèle EP et aux tableaux 6.2 et 6.3 pour le modèle CCM. Des valeurs de $t_{50\%}$ et de $t_{90\%}$ plus petites que celles obtenues sans inclusion ont été calculées à des distances de l'inclusion inférieures à l'épaisseur *H*. La différence entre ces temps varie de 27 à 97 % pour $t_{50\%}$ et 20 à 68 % pour $t_{90\%}$ avec le modèle CCM (tableaux 6.2 et 6.3). Dans les résidus situés à une distance à l'inclusion inférieure à 2*H* des valeurs de $t_{50\%}$ et de $t_{90\%}$ plus petites que celles obtenues sans inclusion ont aussi été calculées. La différence entre ces temps varie entre 5 à 26 % pour $t_{50\%}$ et entre 5 à 18 % pour $t_{90\%}$ (tableaux 6.2 et 6.3). À une distance horizontale de plus de 2*H*, les valeurs de $t_{50\%}$ et de $t_{90\%}$ sont semblables à celles obtenues sans inclusion pour le modèle CCM (différence entre 0 et 5%; tableaux 6.2 et 6.3). Ces valeurs d'écart (en pourcentages) sont très similaires (moins de 2 % d'écart) à celles obtenues avec le modèle de comportement EP (tableaux 5.8 et 5.9). Le choix du modèle de comportement n'a donc que peu d'influence sur l'extension latérale de la zone d'influence de l'inclusion sur la base de la vitesse de consolidation.

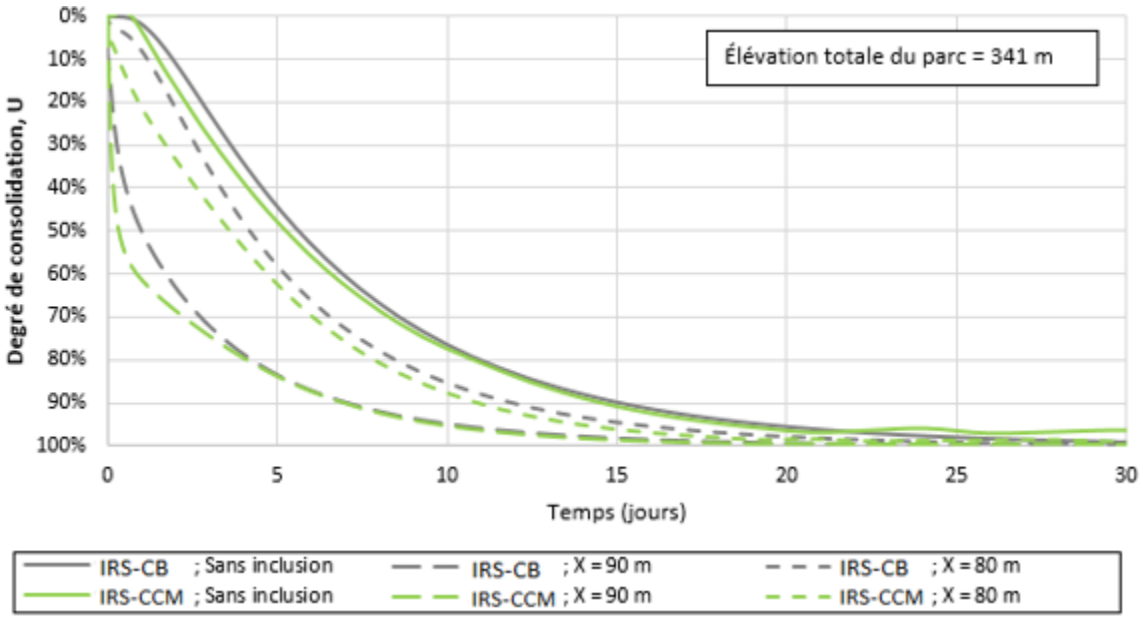


Figure 6.12: Évolution du degré de consolidation, U, en fonction du temps simulé à la base du parc à résidus pour une élévation totale du parc de 341 m (rehaussement 4) à différentes positions X (sachant que l'inclusion est située à X = 95 m) (IRS-CB et IRS-CCM).

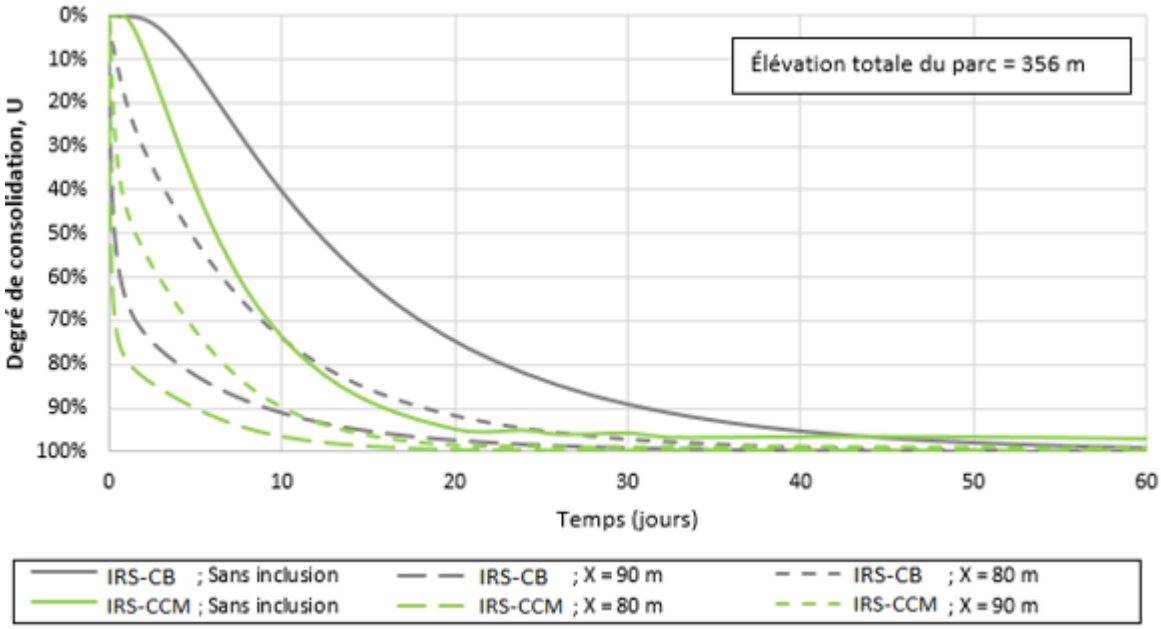


Figure 6.13: Évolution du degré de consolidation, U, en fonction du temps simulé à la base du parc à résidus pour une élévation totale du parc de 356 m (rehaussement 9) à différentes positions X (sachant que l'inclusion est située à X = 95 m) (IRS-CB et IRS-CCM).

Tableau 6.2: Différences relatives* entre le temps $t_{50\%}$, requis pour atteindre $U_{50\%}$ et le temps, $t_{50\%\ \text{sans inclusion}}$, requis pour atteindre $U_{50\%}$ sans IRS (calculées à la base du parc à résidus) (IRS-CCM).

	X=10 m	X=20 m	X=30 m	X=40 m	X=50 m	X=60 m	X=70 m	X=80 m	X=90 m
Distance à l'IRS	85 m	75m	65m	55m	45m	35m	25m	15m	5m
H=6 m	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	2%	37%
H=9 m	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	8%	61%
H=12 m	0%	0%	0%	0%	1%	1%	3%	16%	82%
H=15 m	1%	1%	1%	1%	1%	3%	8%	27%	93%
H=18 m	0%	1%	1%	1%	2%	5%	13%	37%	96%
H=21 m	1%	1%	1%	2%	4%	9%	20%	48%	97%
H=24 m	1%	1%	2%	3%	6%	13%	26%	58%	97%
H=27 m	2%	2%	3%	5%	9%	17%	32%	67%	98%
H=30 m	2%	3%	4%	7%	12%	21%	39%	75%	98%

*Différence = $(|t_{50\%\ \text{Sans inclusion}} - t_{50\%}| / t_{50\%\ \text{Sans inclusion}}) \times 100\%$
** Sous la ligne rouge, le point de mesure est à une distance de l'inclusion < H
*** Sous la ligne bleue, le point de mesure est à une distance de l'inclusion < 2H

Tableau 6.3: Différences relatives* entre le temps $t_{90\%}$, requis pour atteindre $U_{90\%}$ et le temps, $t_{90\%\ \text{sans inclusion}}$, requis pour atteindre $U_{90\%}$ sans IRS (calculées à la base du parc à résidus) (IRS-CCM).

	X=10 m	X=20 m	X=30 m	X=40 m	X=50 m	X=60 m	X=70 m	X=80 m	X=90 m
Distance à l'IRS	85 m	75m	65m	55m	45m	35m	25m	15m	5m
H=6 m	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	3%	24%
H=9 m	0%	0%	0%	0%	0%	0%	2%	9%	34%
H=12 m	0%	0%	0%	0%	0%	1%	5%	15%	42%
H=15 m	1%	0%	0%	0%	1%	3%	9%	20%	49%
H=18 m	0%	0%	0%	1%	2%	5%	12%	24%	54%
H=21 m	0%	0%	1%	2%	4%	8%	15%	28%	58%
H=24 m	1%	1%	2%	3%	6%	10%	18%	31%	62%
H=27 m	2%	2%	3%	5%	8%	13%	21%	34%	66%
H=30 m	2%	2%	4%	6%	9%	14%	23%	37%	68%

*Différence relative = $(|t_{50\%\ \text{Sans inclusion}} - t_{50\%}| / t_{50\%\ \text{Sans inclusion}}) \times 100\%$
** Sous la ligne rouge, le point de mesure est à une distance de l'inclusion < H
*** Sous la ligne bleue, le point de mesure est à une distance de l'inclusion < 2H

Globalement, l'utilisation du modèle de comportement CCM ou EP a relativement peu d'influence sur l'ampleur des contraintes totales et effectives, des pressions interstitielles et des déplacements simulés dans les matériaux. L'utilisation du modèle de comportement CCM réduit toutefois l'extension latérale de la zone d'influence de l'IRS sur la base des contraintes totales et effectives et sur les déplacements; le modèle de comportement n'a pas eu d'incidence sur la base de la vitesse de consolidation. Le modèle CCM entraîne une dissipation des pressions interstitielles et une consolidation jusqu'à deux fois plus rapide que le modèle EP, selon la hauteur du modèle.

6.2 Variation de l'épaisseur des rehaussements (IRS-1,5m et IRS-1m)

La géométrie du modèle numérique de base (IRS-CB) a été modifiée afin d'étudier l'influence de l'épaisseur des rehaussements sur le comportement hydrogéotechnique des résidus à proximité d'une IRS. Cette section présente une comparaison entre l'état des contraintes et des pressions interstitielles, les valeurs des déplacements et la vitesse de consolidation simulés pour des rehaussements de 1x3 m/an (IRS-CB, section 5.2), de 2x1,5 m/an (IRS-1,5m) et de 3x1 m/an (IRS-1m).

6.2.1 Modèles numériques (IRS-1,5m et IRS-1m)

Le modèle numérique utilisé pour la simulation IRS-CB est constitué d'une couche de base de 3 mètres d'épaisseur (Z = 326 m à Z = 329 m) sur laquelle une couche de résidus de 3 mètres est déposée instantanément au début de chaque année pendant 8,99 ans (9 rehaussements au total) pour une hauteur finale de résidus, *H* = 30 mètres (Z = 326 m à Z = 356 m) (figure 5.21).

Les modèles numériques utilisés pour IRS-1,5m et IRS-1m comportent aussi une couche de base (*in situ*) de 3 mètres (Z = 326 m à Z = 329 m) et le taux de déposition est le même que celui de IRS-CB (3 m/an). Les résidus ont été déposés instantanément en couches de 1,5 mètres d'épaisseur (2 fois par an; figure 6.14) pour IRS-1,5m et de 1 mètre (3 fois par an; figure 6.15) pour IRS-1m. La déposition a duré 8,99 ans (18 rehaussements pour IRS-1,5m et 27 rehaussements pour IRS-1m) pour une hauteur finale de résidus de 30 mètres dans les deux cas (Z = 326 m à Z = 356 m).

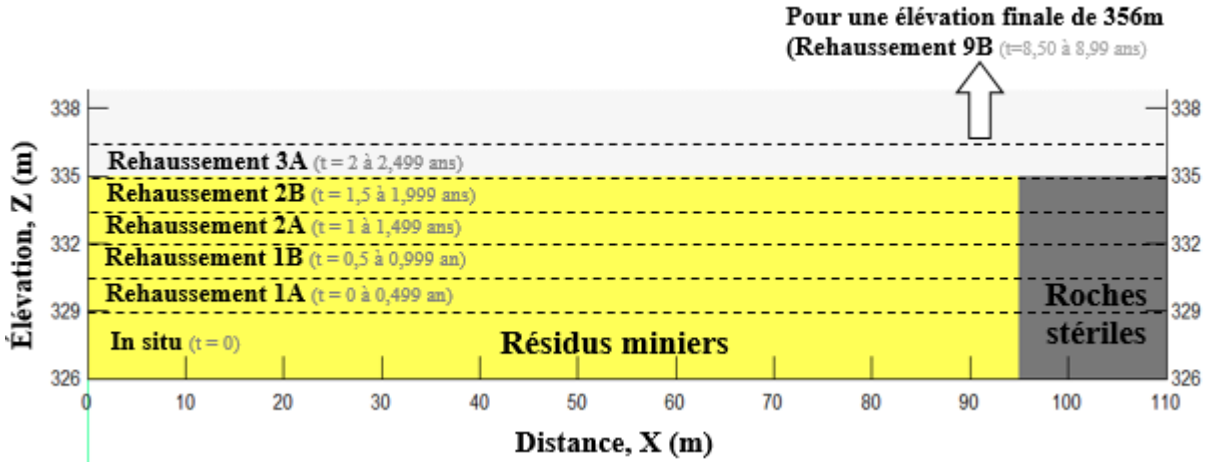


Figure 6.14: Modèle de déposition des résidus en couches de 1,5 mètres deux fois par an (IRS-1,5m).

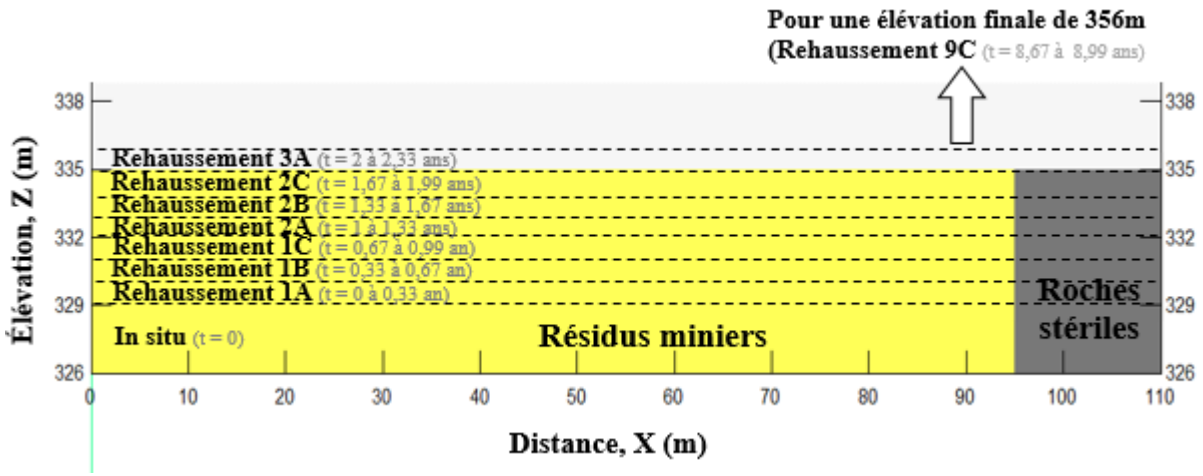


Figure 6.15: Modèle de déposition des résidus en couches de 1 mètre trois fois par an (IRS-1m).

Chacun des rehaussements (ou couche de résidus) de 1,5 mètres (IRS-1,5m) a été divisé en 20 éléments verticaux de 0.075 mètre. Chacun des rehaussements de 1 mètre (IRS-1m) a été divisé en 15 éléments verticaux de 0.0667 mètre. La première couche (*in situ*; figures 6.12 et 6.13) a été divisée en 50 éléments verticaux de 0,06 mètre, afin de limiter les effets d'interface à la base du modèle. Tous les éléments ont une longueur horizontale de 1 m dans l'IRS (X = 95 m à X = 110 m) et dans les résidus miniers à proximité de l'inclusion (X = 80 m à X = 95 m), et de 2 m dans le reste du modèle (X = 0 m à X = 80 m). En tout, les modèles numériques IRS-1,5m et IRS-1m comportent respectivement 28 700 et 31 850 éléments.

Les conditions frontières sont les mêmes que pour IRS-CB (section 5.2.1) : déplacements horizontaux nuls pour les parois verticales, déplacements horizontaux et verticaux nuls pour la base et une pression d'eau nulle a été imposée au sommet des résidus et des stériles pour simuler le drainage vertical.

Le comportement des résidus miniers a été simulé avec le modèle EP et celui des roches stériles a été simulé avec le modèle linéaire élastique; les propriétés définies pour IRS-CB (tableau 5.7) ont été utilisées.

6.2.2 Résultats (IRS-1,5m et IRS-1m)

6.2.2.1 Contraintes totales et effectives

Les contraintes totales et effectives obtenues numériquement pour les simulations IRS-CB, IRS-1,5m et IRS-1m sont pratiquement les mêmes (moins de 1 kPa de différence pour un même point (X, Z) d'un cas à l'autre) après la dissipation des surpressions interstitielles ($\Delta u = 0$) pour une même hauteur du parc à résidus (voir par exemple les figures 5.26, 6.16 et 6.17 pour les contraintes totales et 5.28, 6.18 et 6.19 pour les contraintes effectives).

L'épaisseur des rehaussements a peu d'influence sur la génération de contraintes totales et effectives. Les contraintes totales ont augmenté dans tous les cas quasi-instantanément après la déposition de chacun des rehaussements, et les contraintes effectives ont augmenté progressivement à chaque fois suite à la dissipation des surpressions interstitielles.

L'épaisseur des rehaussements pour un taux de déposition donné ne semble donc pas avoir d'impact majeur (dans les conditions simulées) sur l'ampleur des contraintes totales et des contraintes effectives obtenues numériquement.

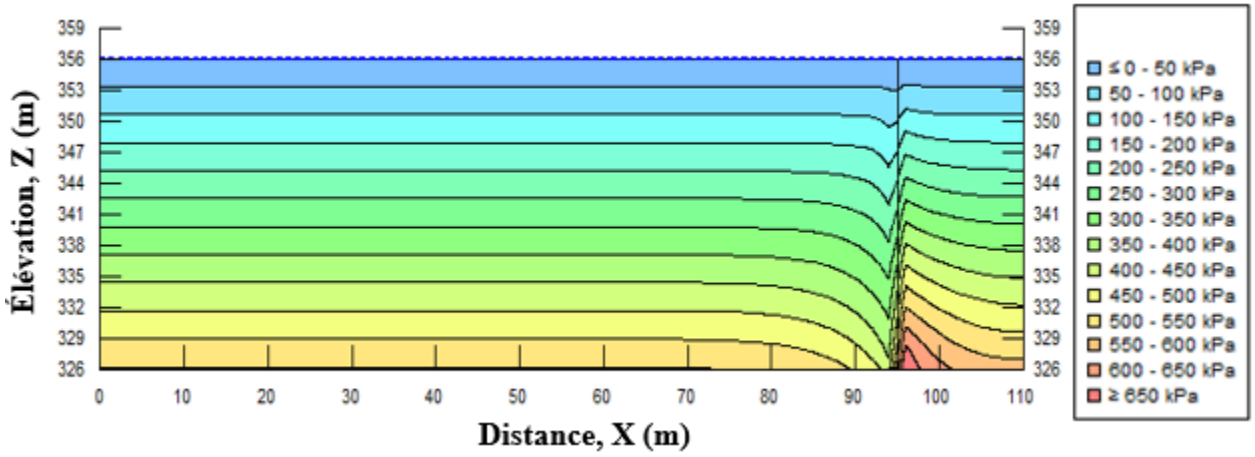


Figure 6.16: Contraintes totales verticales simulées, σ_v, après 8,99 ans pour des rehaussements de 1,5 m deux fois par an (Δu=0) (IRS-1,5m).

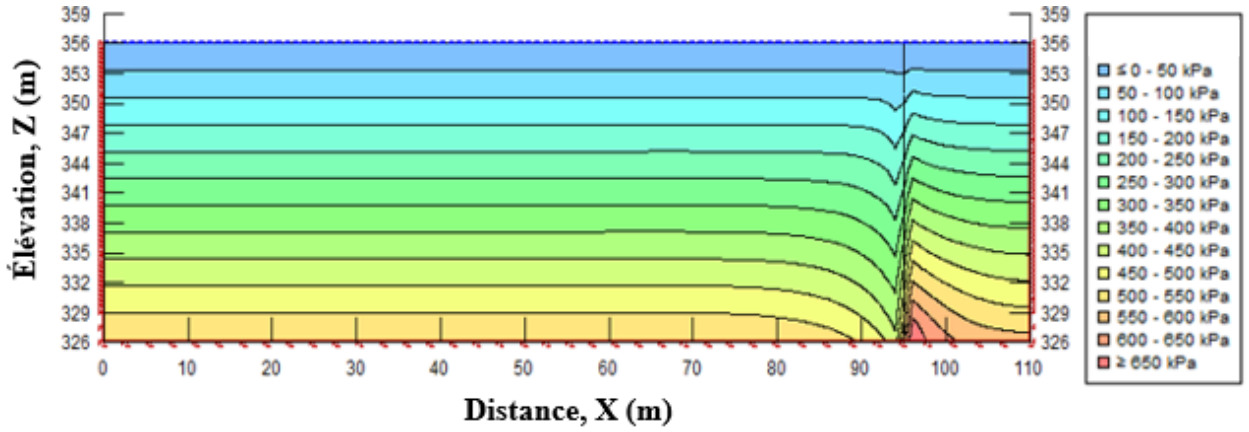


Figure 6.17: Contraintes totales verticales simulées, σ'_v, après 8,99 ans pour des rehaussements de 1m trois fois par an (Δu=0) (IRS-1m).

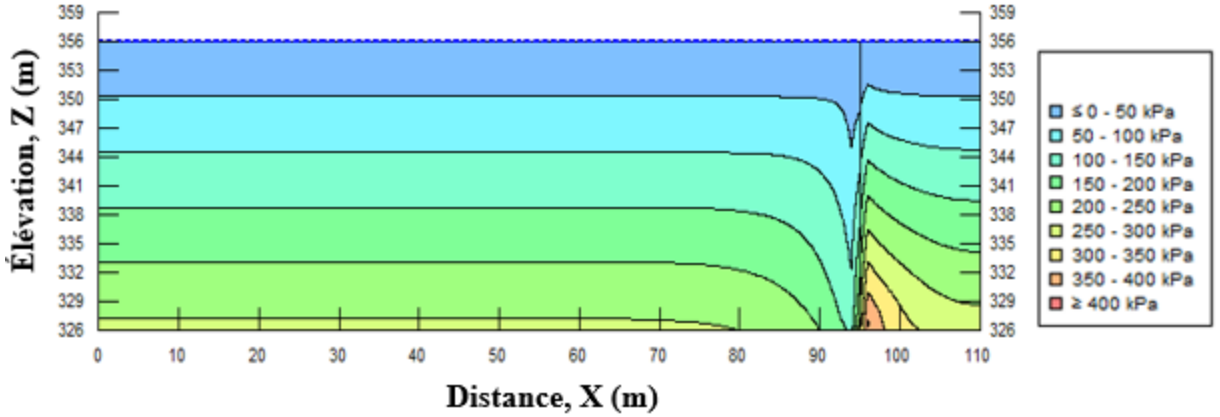


Figure 6.18: Contraintes effectives verticales simulées, σ'_v, après 8,99 ans pour des rehaussements de 1,5 m deux fois par an (Δu=0) (IRS-1,5m).

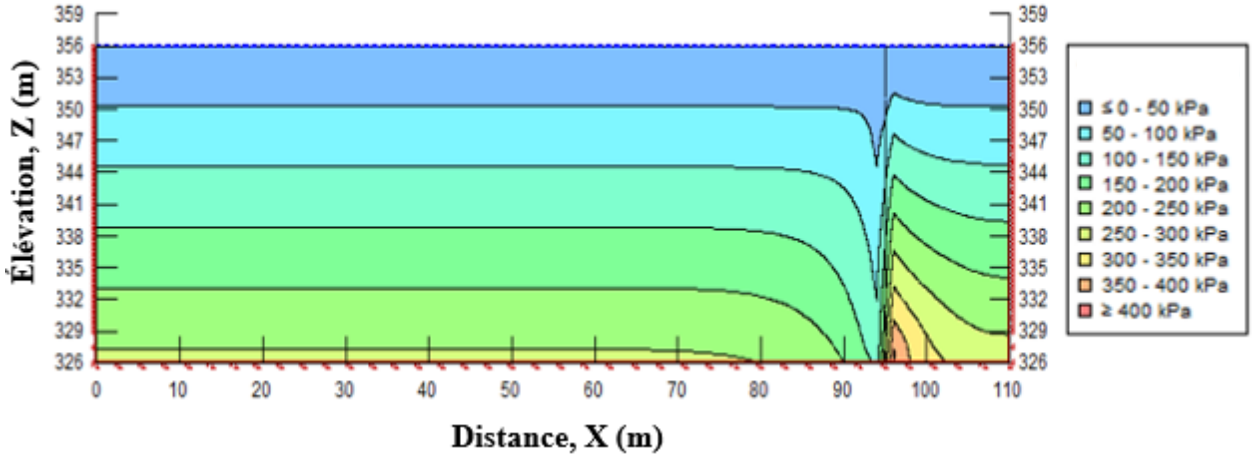


Figure 6.19: Contraintes effectives verticales simulées, σ'_v, après 8,99 ans pour des rehaussements de 1 m trois fois par an (Δu=0) (IRS-1m).

6.2.2.2 Pressions interstitielles

Des surpressions interstitielles, Δu, ont été générées quasi instantanément à chacun des rehaussements dans les trois cas simulés. Les surpressions varient en fonction de la hauteur des rehaussements, h, [m] et ils sont toujours égales à la contrainte associée au poids de chacun des rehaussements ($\Delta u = \Delta\sigma_v = \gamma_{sat} \times h$ = 56 kPa pour IRS-CB, 28 kPa pour IRS-1,5m et 19 kPa pour IRS-1m (figure 6.20)). Les vitesses de dissipation des surpressions interstitielles (vitesses de consolidation) pour IRS-1,5m et IRS-1m sont aussi présentées à la section 6.2.2.4.

La pression hydrostatique a été atteinte après la dissipation de Δu dans les trois cas simulés (figure 6.20).

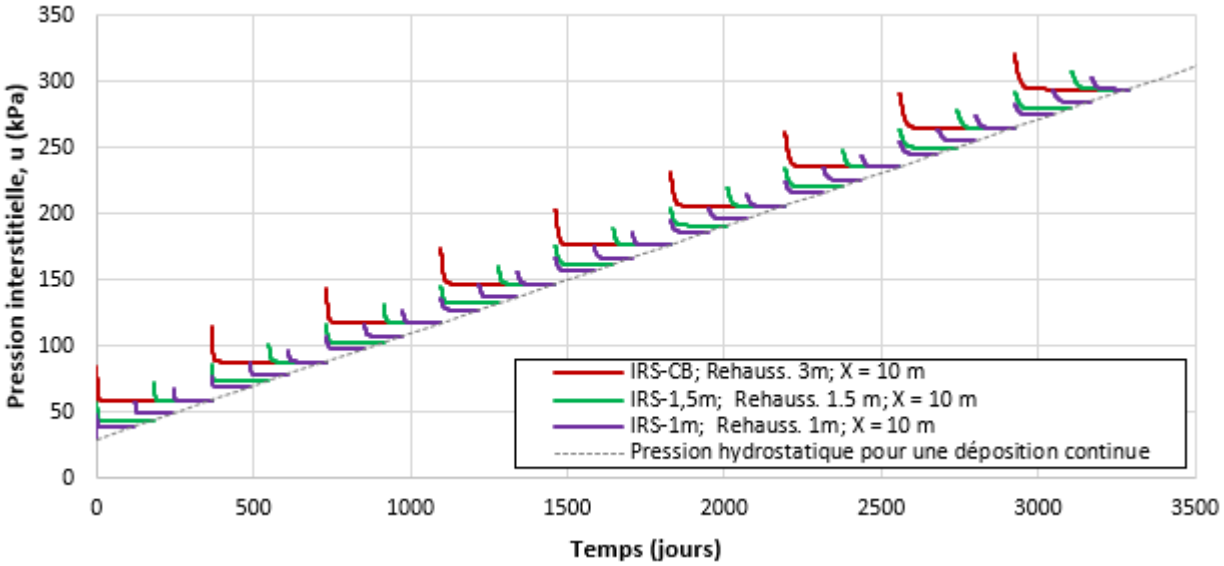


Figure 6.20: Évolution des pressions interstitielles simulées, u, en fonction du temps à la base du modèle (Z = 326m), loin de l'IRS (X = 10 m) (IRS-CB, IRS-1,5m et IRS-1m).

6.2.2.3 Déplacements

Les déplacements verticaux maximaux simulés au cours des modélisations IRS-CB, IRS-1,5m et IRS-1m sont respectivement de 0,49 m, 0,47 m et 0,46 m après 8,99 ans (simulés au centre (mi-hauteur) du parc à résidus) (figure 6.21), soit une différence de 3 cm sur l'épaisseur totale des résidus.

Il y a une différence entre les déplacements verticaux enregistrés à une élévation donnée selon les simulations IRS-CB, IRS-1,5m et IRS-1m (différence maximale de 7 cm entre IRS-CB et IRS-1,5m et de 11 cm entre les IRS-CB et IRS-1m, figure 6.21). Comme pour le cas de base, les déplacements dans chacune des couches (rehaussement) de 1,5m ou de 1m sont plus élevés au sommet de chacune desdites couches. Ce phénomène pourrait être expliqué par la variation du module de Young avec l'élévation. Par contre, les déplacements verticaux moyens (moyenne des déplacements verticaux dans chacune des couches de 3 m, 1,5 m ou 1m (selon la simulation), à X = 0 m, soit loin de l'IRS) sont très semblables pour les trois cas (figure 6.22). Les déplacements moyens dans les trois cas sont à leur maximum (0,42 m environ dans chacun des cas) à mi-hauteur du parc et sont nuls à la base du modèle (Z = 326 m) à cause de la condition frontière imposée. On remarque qu'il semble y avoir des discontinuités entre les déplacements simulés à l'interface entre deux rehaussements; cet aspect devrait être revu et analysé lors des travaux à venir.

Les déplacements verticaux simulés dans les résidus sont plus faibles à proximité de l'inclusion pour les trois cas simulés (figure 6.23). La distance d'influence de l'inclusion sur les déplacements est plus faible pour des rehaussements de plus petites tailles; par exemple, après la dissipation des pressions interstitielles ($\Delta u = 0$) dues au dernier rehaussement (Z = 356 m, H = 30 m), il y a un écart de 10% entre les valeurs de déplacements avec et sans inclusion à partir de X = 87 m pour IRS-CB, X = 89 m pour IRS-1,5m et X = 92 m pour IRS-1m. Les déplacements verticaux simulés avec IRS-CB, IRS-1,5m et IRS-1m sont donc similaires.

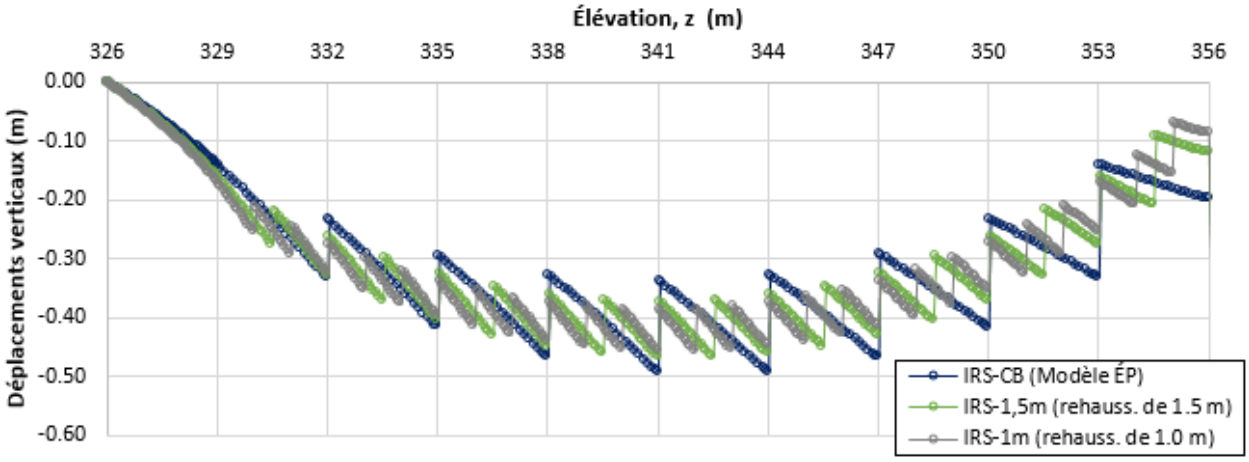


Figure 6.21: Déplacements verticaux en fonction de l'élévation, Z, après 8,99 ans, à X=0 m (IRS-CB, IRS-1,5m et IRS-1m

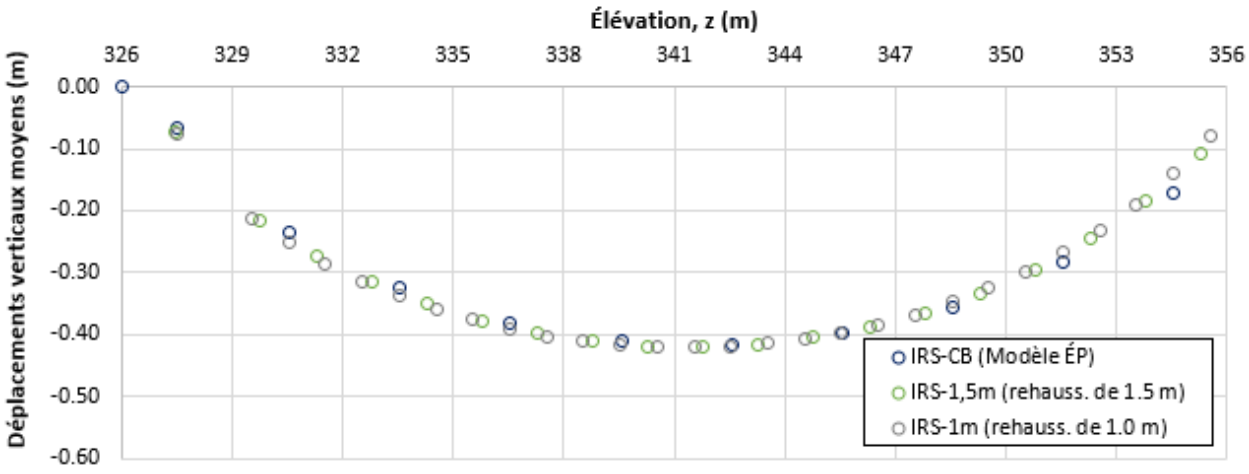


Figure 6.22: Déplacements verticaux moyens pour chaque rehaussement en fonction de l'élévation au centre du rehaussement, après 8,99 ans, à X=0 m (IRS-CB, IRS-1,5m et IRS-1m).

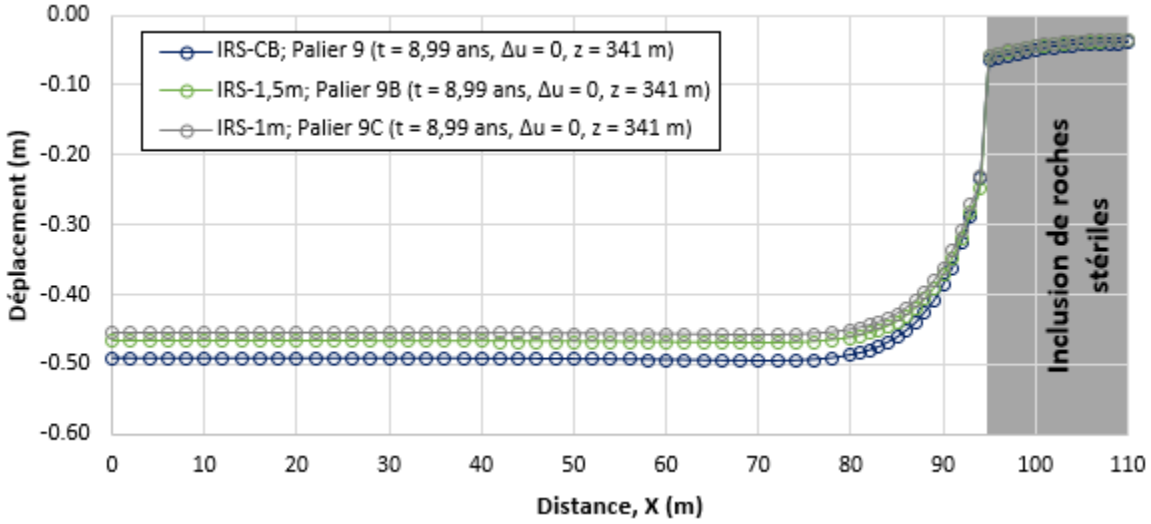


Figure 6.23 : Déplacements verticaux totaux (m) simulés au milieu (mi-hauteur, Z = 341 m) du parc à résidus en fonction de la distance, X (m) après 8,99 ans ($\Delta u = 0$; H = 30m) (IRS-CB, IRS-1,5m et IRS-1m).

6.2.2.4 Vitesse de consolidation

Le degré de consolidation U (%) a été calculé à partir des surpressions interstitielles simulées (équation 2.18). L'épaisseur des rehaussements pour un taux de déposition donné semble avoir peu d'influence sur la vitesse de consolidation des résidus miniers (par exemple, figures 6.24 et 6.25 pour les rehaussements 4 (H = 15 m) et 9 (H = 30 m)). Après la déposition du rehaussement 4 (H = 15 m, figure 6.24), les degrés de consolidation $U_{50\%}$, aux positions X = 90 m, X = 80 m et sans inclusion ont respectivement été atteints 0,1 jour, 0,4 jour et 0,5 jour plus rapidement avec des rehaussements de 1,5 m qu'avec des rehaussements de 3 m et 0,1 jour, 0,4 jour et 0,6 jour plus rapidement avec des rehaussements de 1,0 m qu'avec des rehaussements de 3 m. Après la déposition du rehaussement 9 (H = 30 m, figure 6.25), les degrés de consolidation $U_{50\%}$, aux positions X = 90 m, X = 80 m et sans inclusion ont respectivement été atteints 0,2 jour, 0,2 jour et 0,4 jour plus rapidement avec des rehaussements de 1,5 m qu'avec des rehaussements de 3 m et 0,1 jour, 0,4 jour et 0,6 jour plus rapidement avec des rehaussements de 1,0 m qu'avec des rehaussements de 3 m. Les rehaussements de 3 m (IRS-CB) ont entraîné une consolidation ($U_{50\%}$ ou $U_{90\%}$) un peu plus rapide (maximum 0,6 jour) que les rehaussements de 1,5 m (IRS-1,5m) et de 1 m (IRS-1m) (maximum 0,7 jour).

La différence relative du temps requis avec inclusion et sans inclusion ($|t_{x\%\ \text{sans incl.}} - t_{x\%}| \times 100\% / t_{x\%\ \text{sans incl.}}$) à différentes positions X, pour différentes hauteurs H est présenté aux tableaux 5.8 et 5.9 pour les rehaussements de 3 m et elle est incluse à l'Annexe P pour les rehaussements de 1,5 et 1,0 mètres. Les différences entre les valeurs avec inclusion et sans inclusion sont essentiellement les mêmes (à 0,01 % près). L'épaisseur des rehaussements n'a donc pas eu d'influence significative sur l'extension horizontale de la zone d'influence de l'IRS sur la vitesse de consolidation.

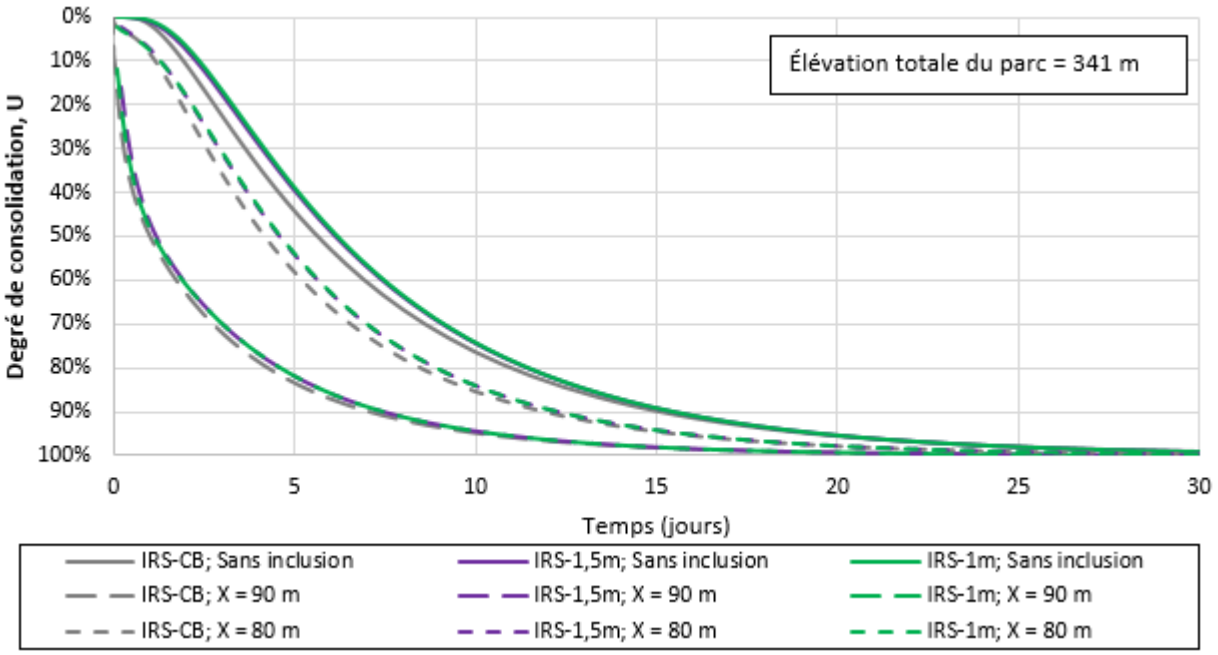


Figure 6.24: Évolution du degré de consolidation, U, à la base du parc à résidus en fonction du temps pour une élévation totale du parc de 341 m (rehauss. 4 pour IRS-CB, rehauss. 4B pour IRS-1,5m et rehauss. 4C pour IRS-1m) et pour différentes position X (l'inclusion est située à X=95m).

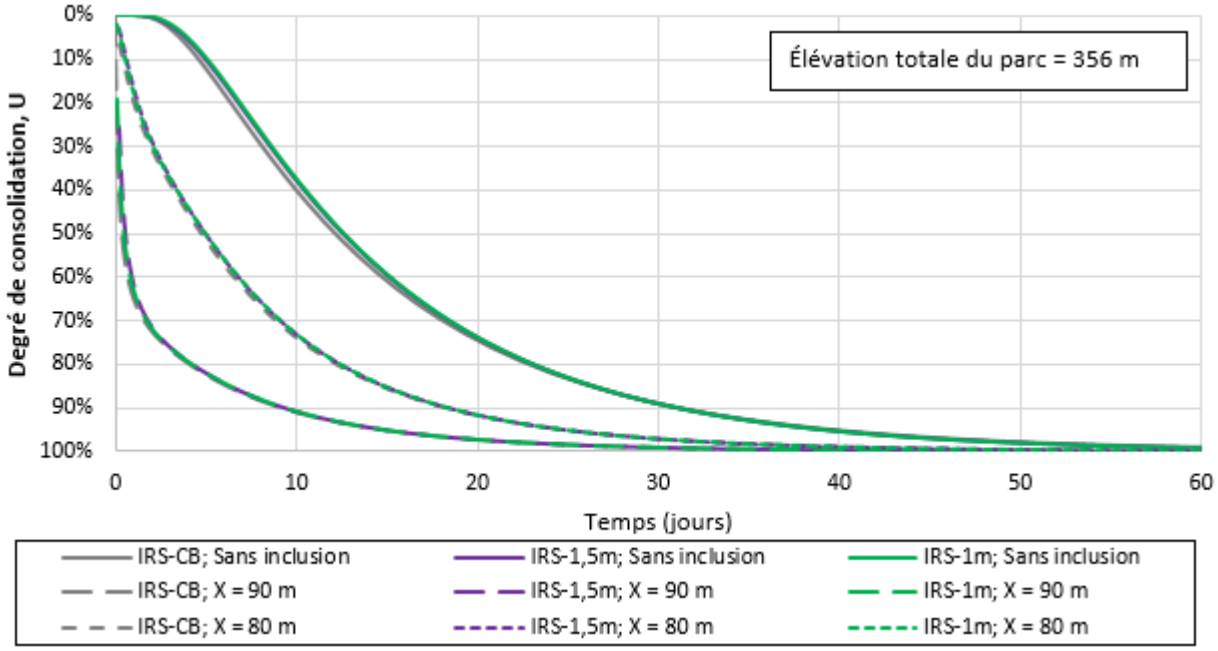


Figure 6.25: Évolution du degré de consolidation, U, à la base du parc à résidus en fonction du temps pour une élévation totale du parc de 356 m (rehauss. 9 pour IRS-CB, rehauss. 9B pour IRS-1,5m et rehauss. 9C pour IRS-1m) et pour différentes position X (l'inclusion est située à X = 95m).

6.3 Déposition sur des résidus non saturés (IRS-Unsat)

Cette section présente une analyse comparative de l'état des contraintes et des pressions interstitielles et les valeurs de déplacements simulés pour une nappe phréatique en surface (résidus saturés) (IRS-CB) et pour une nappe maintenue à la base du parc à résidus (conditions partiellement saturées) (IRS-Unsat).

6.3.1 Modèles numériques (IRS-Unsat)

La géométrie du parc modélisé pour IRS-Unsat est similaire à celle de la simulation IRS-CB (section 5.2.1), soit neuf rehaussements successifs de 3 m déposés sur une couche de résidus en place (Z = 326 m à Z = 329 m) pour une hauteur finale totale de 30 m *(*Z = 326 m à Z = 356 m). Chaque rehaussement a été simulé par l'ajout (de manière instantanée) d'une couche de résidus initialement saturés de 3 m d'épaisseur. La nappe phréatique (condition frontière u = 0 kPa) a été imposée à la base du modèle (Z = 326 m) (figure 6.26) contrairement à IRS-CB où la nappe est située au sommet des résidus. Chacun des rehaussements instantanés a été suivi d'une période de temps de durée variable afin d'atteindre des conditions hydrostatiques de pression d'eau (succion) et de permettre aux résidus de se drainer (partiellement). Les périodes de temps simulées dans les modèles sont comprises entre 1 an pour le premier rehaussement et 201 ans pour le neuvième rehaussement. Ces intervalles très longs, dus à la faible conductivité hydraulique des résidus non saturés, visent à atteindre des conditions à l'équilibre. En pratique, les conditions non saturées peuvent survenir plus rapidement (et différemment) en raison de l'évaporation (non simulée ici). Ces conditions simulées ne représentent pas nécessairement des conditions de terrains réalistes, mais elles visent à étudier l'effet potentiel de la déposition d'une couche de résidus saturés sur des rejets non-saturés (à proximité et loin d'une IRS).

Les autres conditions frontières et le maillage IRS-Unsat sont similaires à celles de IRS-CB (section 5.2.1). Le comportement des résidus miniers a été simulé avec le modèle EP et celui des roches stériles avec le modèle linéaire élastique avec les mêmes propriétés définies pour IRS-CB (tableau 5.7). Dans le modèle EP avec le critère de Mohr-Coulomb (SIGMA/W), sous des pressions d'eau négatives, la cohésion du sol effective du sol, c', est remplacée par la fonction C (équation 2.66) et les déplacements sont calculés à partir du module non-saturé du sol H [kPa] ($H = E/(1\text{-}2\nu)$); cette

relation a été développée pour les conditions saturées (section 2.4.2), mais elle devrait être validée (ou modifiée) pour les conditions non-saturées.

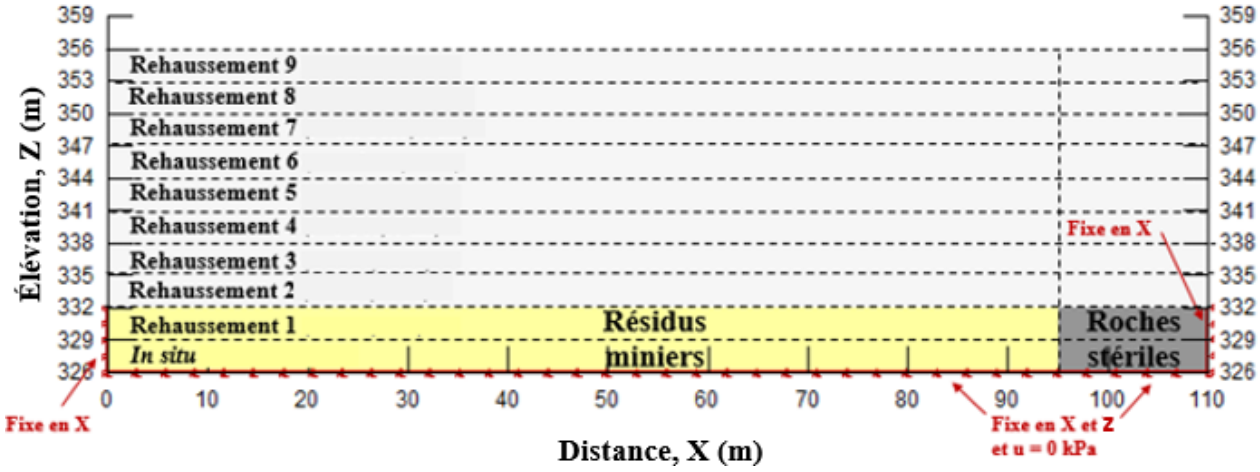


Figure 6.26: Modèle numérique d'une partie d'un parc à résidus miniers avec une IRS et une nappe phréatique fixe (u = 0) à la base du modèle (Z = 326 m) (IRS-Unsat).

La courbe de rétention d'eau des deux matériaux a été définie avec le modèle descriptif de Fredlund et Xing (1994) (équation 2.9) sur la base des résultats de laboratoire présentés à la section 4.4.2 (figure 6.27). La conductivité hydraulique des résidus a été mesurée au laboratoire (section 4.4.1) et la fonction de conductivité hydraulique a été estimée au moyen du modèle de Fredlund et al. (1994) (section 2.2.4) (figure 6.28). Une conductivité hydraulique minimale de 10^{-14} m/s a été définie pour des raisons physiques (Fredlund, 2006) et afin d'éviter les artefacts numériques et d'améliorer la convergence (e.g. Pabst, 2011; Bréard Lanoix, 2017). Les roches stériles se désaturent rapidement et aisément (AEV ≈ 0,25 kPa; Peregoedova (2012)). La conductivité hydraulique des roches stériles a été imposée constante (pas de variation avec la succion et la teneur en eau) afin d'éviter l'apparition d'un bris capillaire (ce qui serait peu réaliste ici) (k_{sat} de 2×10^{-4} m/s, comme pour la simulation du cas de base).

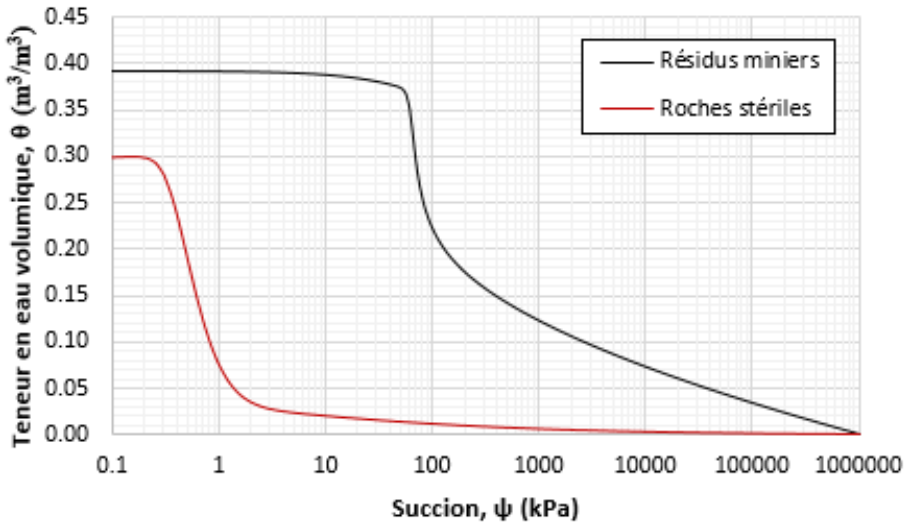


Figure 6.27: Courbes de rétention d'eau des résidus miniers CM (basée sur les résultats de laboratoire présentés à la section 4.4.2) et des roches stériles (Peregoedova, 2012) utilisées pour la modélisation IRS-Unsat.

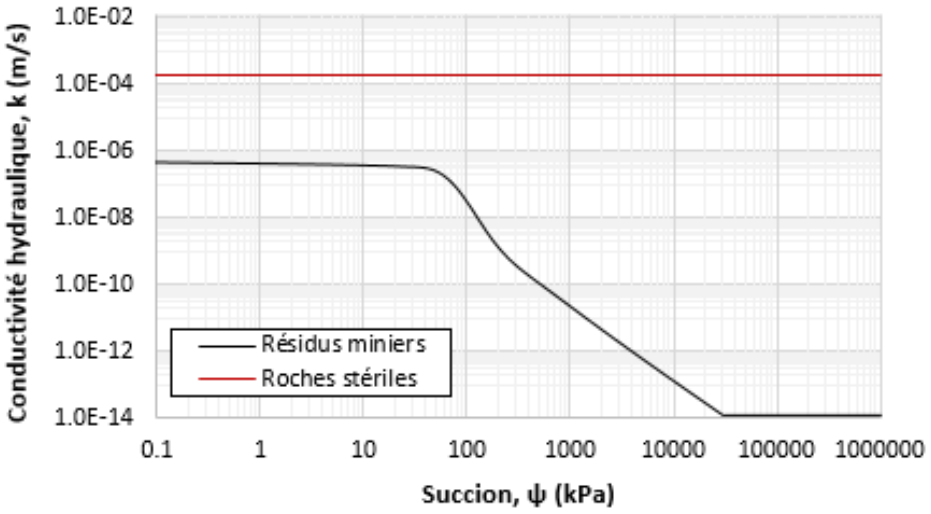


Figure 6.28 : Fonction de perméabilité des résidus CM, estimée au moyen du modèle de Fredlund et al. (1994)), mais avec une valeur minimale imposée (Fredlund, 2006) et fonction de perméabilité constante des roches stériles.

6.3.2 Résultats (IRS-Unsat)

6.3.2.1 Pressions d'eau interstitielles et teneurs en eau volumiques

La nappe phréatique (u = 0) a été imposée à la base du modèle (Z = 326 m) et les pressions d'eau à l'équilibre sont donc négatives dans les résidus. En surface, elles sont comprises entre -59 kPa après le rehaussement 1 (Z = 332 m) et -294 kPa après le rehaussement 9 (Z = 356 m) (évaporation non simulée).

Les résidus déposés lors de chaque rehaussement étaient initialement saturés (teneur en eau volumique initiale de 0,39). Puis la teneur en eau volumique a diminué (suite à un écoulement vers le bas) et s'est stabilisée selon la succion. La teneur en eau volumique des résidus sur lesquels chaque rehaussement a été déposé était généralement inférieure à 0,39 et le passage du front de mouillage a entraîné une augmentation de la TEV dans la couche sous-jacente (i.e. figures 6.29a et 6.30a). Puis, une fois le front de mouillage passé, les TEV diminuaient à nouveau avant de se stabiliser à leur valeur d'équilibre contrôlée par la CRE (i.e. figures 6.29b et 6.30b). Les figures 6.31 et 6.32 présentent l'évolution des TEV et des succions pour les rehaussements 4 et 9; mais les résultats suivent les mêmes tendances pour les autres rehaussements.

La diminution des TEV suite à l'ajout d'une nouvelle couche semble plus rapide à proximité de l'IRS (X > 90 m) (figure 6.31). L'ampleur de la zone d'influence de l'inclusion pour IRS-Unsat sur les paramètres hydrogéologiques (teneur en eau volumique, conductivité hydraulique, pression interstitielle) est significativement plus petite (moins de 5 m pour le rehaussement 9) que celle observée pour IRS-CB (jusqu'à 60 m pour le rehaussement 9). La diminution de la teneur en eau volumique dans les résidus est plus rapide à proximité de l'inclusion que dans le reste du parc (figure 6.27), ce qui entraîne une diminution importante de la conductivité hydraulique d'abord à proximité de l'inclusion (figure 6.32) et peut limiter la capacité de drainage latéral.

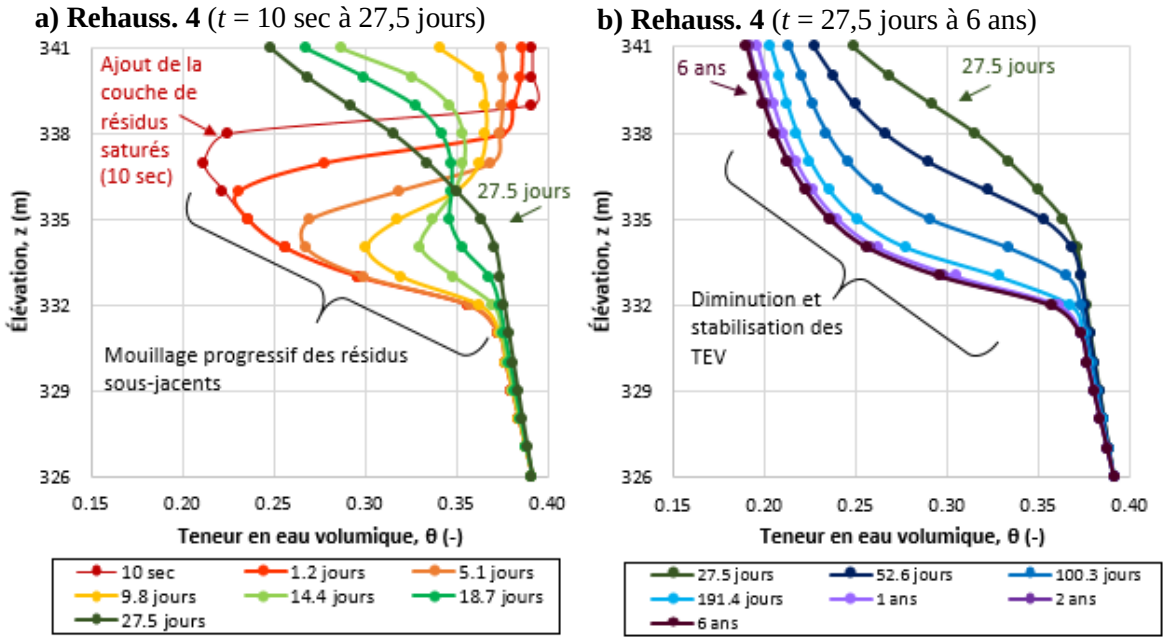


Figure 6.29: Variation des teneurs en eau volumique, θ, simulée dans les résidus (X = 0 m, loin de l'inclusion) en fonction de l'élévation, Z, entre (a) 10 sec à 27,5 jours et (b) 27,5 jours et 6 ans après la déposition du 4e rehaussement (IRS-Unsat). La nappe phréatique est fixe à Z = 326 m.

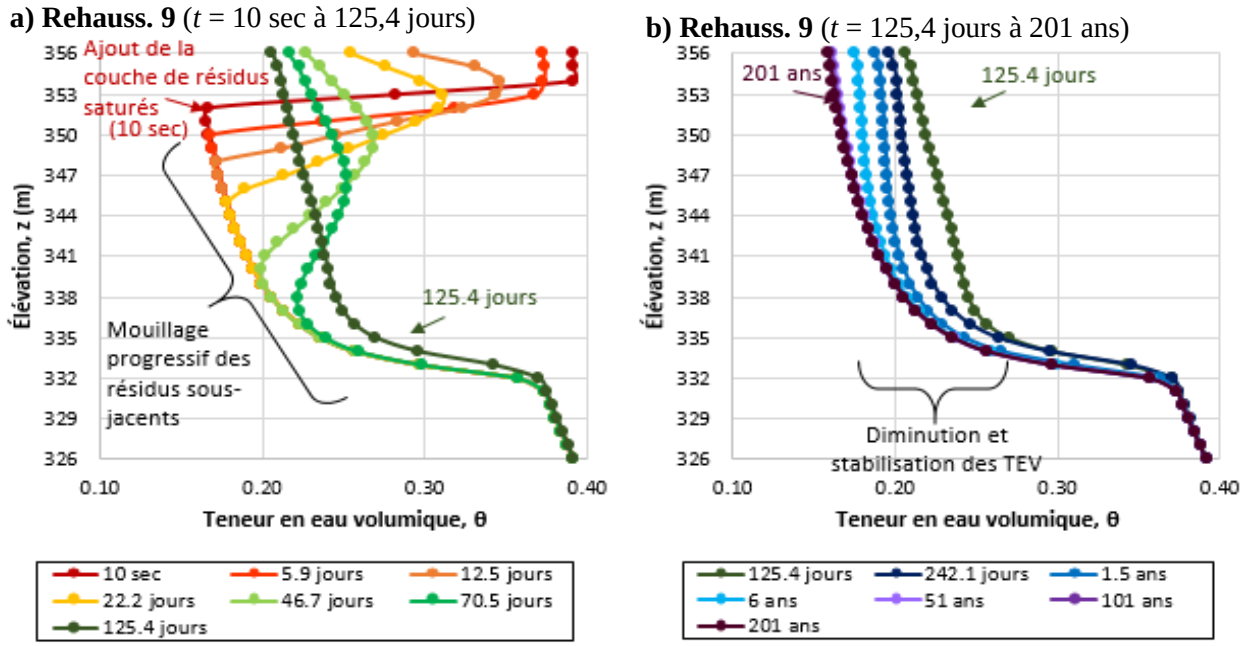


Figure 6.30: Variation des teneurs en eau volumique, θ, simulée dans les résidus (X = 0 m, loin de l'inclusion) en fonction de l'élévation, Z, entre (a) 10 s à 125,4 j et (b) 125,4 j et 201 ans après la déposition du 9e rehaussement. (IRS-Unsat). La nappe phréatique est fixe à Z = 326 m.

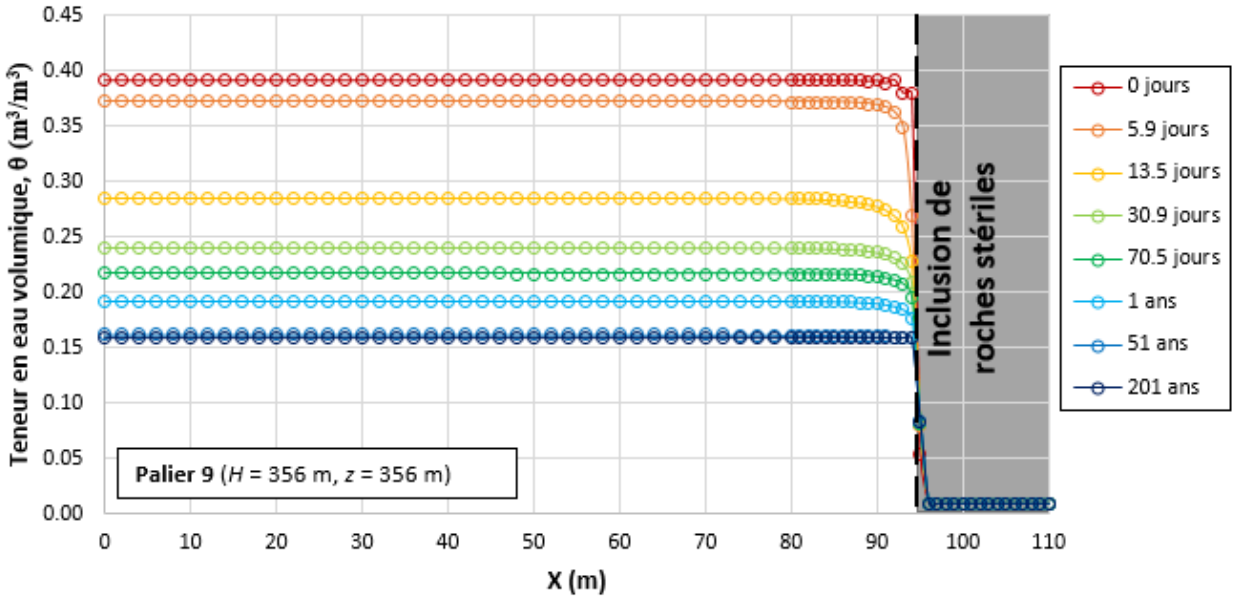


Figure 6.31: Teneur en eau volumique, θ, en fonction de la position, X, pour des temps allant de 10 secondes à 201 ans après la déposition du 9e rehaussement (IRS-Unsat).

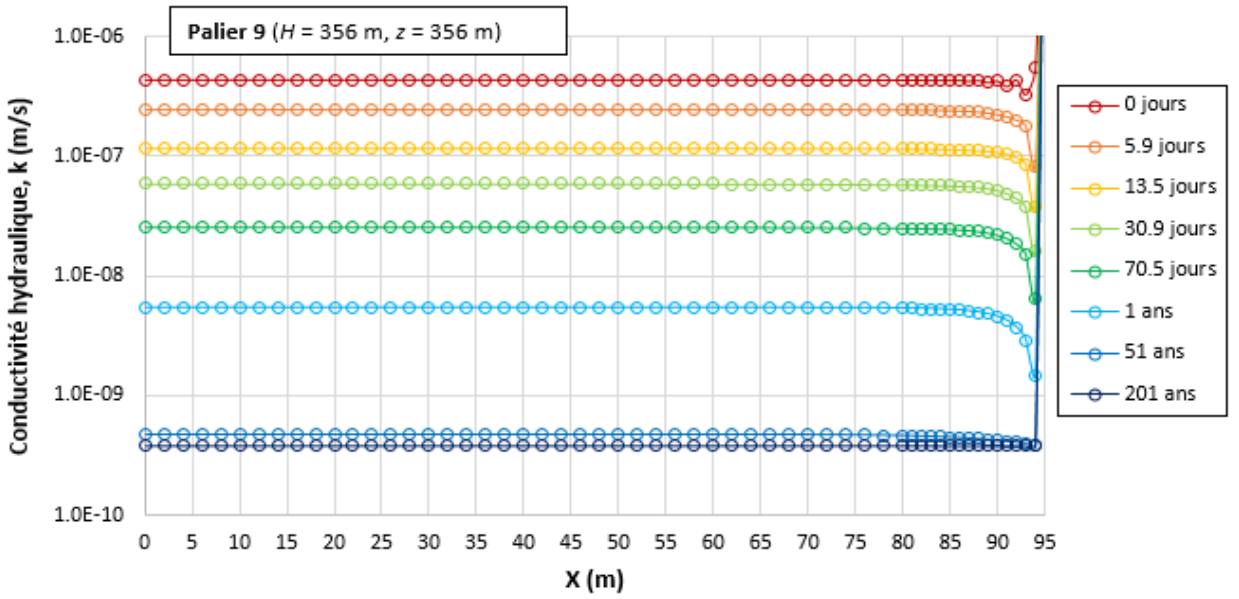


Figure 6.32: Conductivité hydraulique, k, en fonction de la position X (m), pour des temps allant de 10 secondes à 201 ans après la déposition du 9e rehaussement (IRS-Unsat).

Les simulations numériques indiquent que la déposition de couches de résidus saturés sur le parc en conditions non saturées proche de la surface génère des surpressions d'eau Δu dans la section saturée du parc (environ 5,5 m au-dessus de la nappe (Z = 326 m à Z ≈ 331,5 m), AEV ≈ 55 kPa, figure 6.31) égales à la différence de contrainte $\Delta\sigma$ (55,5 kPa) associée au poids des terres du rehaussement (figure 6.33). Les surpressions d'eau Δu générées dans les résidus non saturés sont inférieures à $\Delta\sigma$ associée au poids des terres. Comme dans la simulation SP2 (section 5.1.2), on peut anticiper que l'application d'une contrainte $\Delta\sigma$ entraîne une génération de surpression d'eau Δu et de surpression d'air Δu_a ($\Delta\sigma = \Delta u + \Delta u_a$) (Fredlund et al. (2012), section 2.3.4), mais le logiciel SIGMA/W ne permet pas de simuler les surpressions d'air

Des oscillations sont observées dans les simulations numériques à quelques mètres de l'inclusion et dans les premiers paliers de temps suivant la déposition d'une nouvelle couche de résidus (figure 6.33b). De telles oscillations indiquent généralement des instabilités numériques locales ; il est possible d'en réduire les effets en diminuant la taille des éléments et des pas de temps. La taille du modèle numérique est cependant importante (110 m de long pour 30 m de haut), car un des objectifs est d'estimer l'extension latérale de la zone d'influence de l'inclusion. Il a donc été nécessaire d'optimiser le nombre d'éléments afin de trouver un équilibre entre stabilité numérique, précision des résultats et durée des simulations. Il serait utile de travailler avec un modèle composé d'éléments plus fins pour étudier plus précisément l'impact de l'inclusion sur le comportement des résidus déposés à proximité.

Les surpressions générées instantanément dans la zone saturée du parc (environ 5,5 m au-dessus de la nappe (Z = 326 m à Z ≈ 331,5 m) par l'ajout d'un rehaussement se sont dissipées progressivement (figure 6.34). Une seconde augmentation des pressions, comprise entre 1,8 et 11,4 kPa, a été enregistrée à chacun des rehaussements, mais à des moments différents selon l'élévation dans le parc (pression d'eau maximale de la seconde augmentation enregistrée jusqu'à 174 jours après l'ajout du rehaussement 9) (figure 6.34b, c et d). Ces augmentations retardées des pressions d'eau sont liées à l'avancée du front de mouillage dans les résidus (i.e. augmentation des TEV).

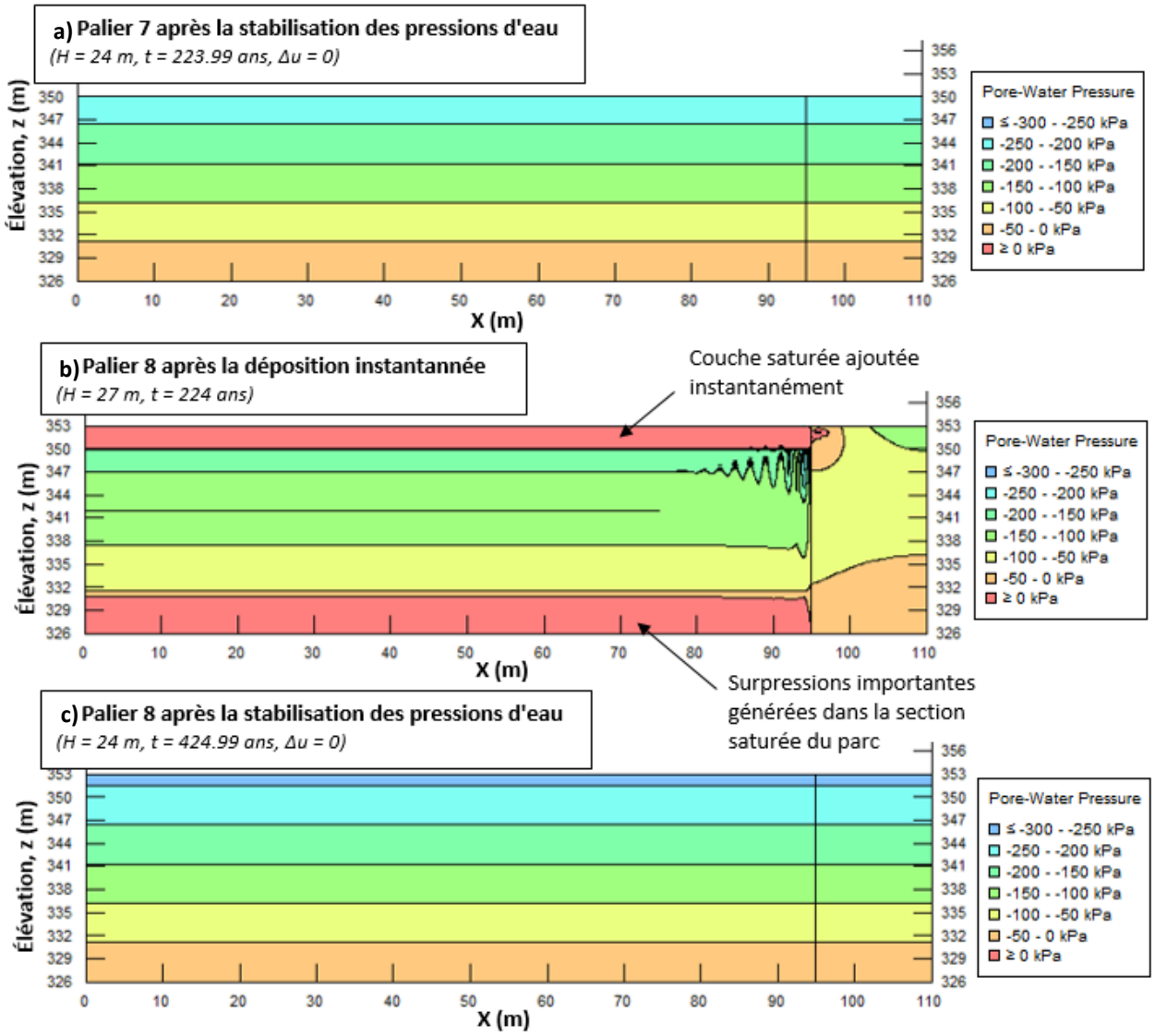


Figure 6.33: Pression d'eau, *u*, simulée en fonction de l'élévation, Z, et de la distance, X, (a) avant la déposition du rehaussement 8 (*t* = 223,99 ans), (b) quelques secondes après la déposition du rehaussement 8 (*t* = 224 ans) et (c) après la stabilisation des pressions d'eau (*t* = 425,99 ans) (IRS-Unsat).

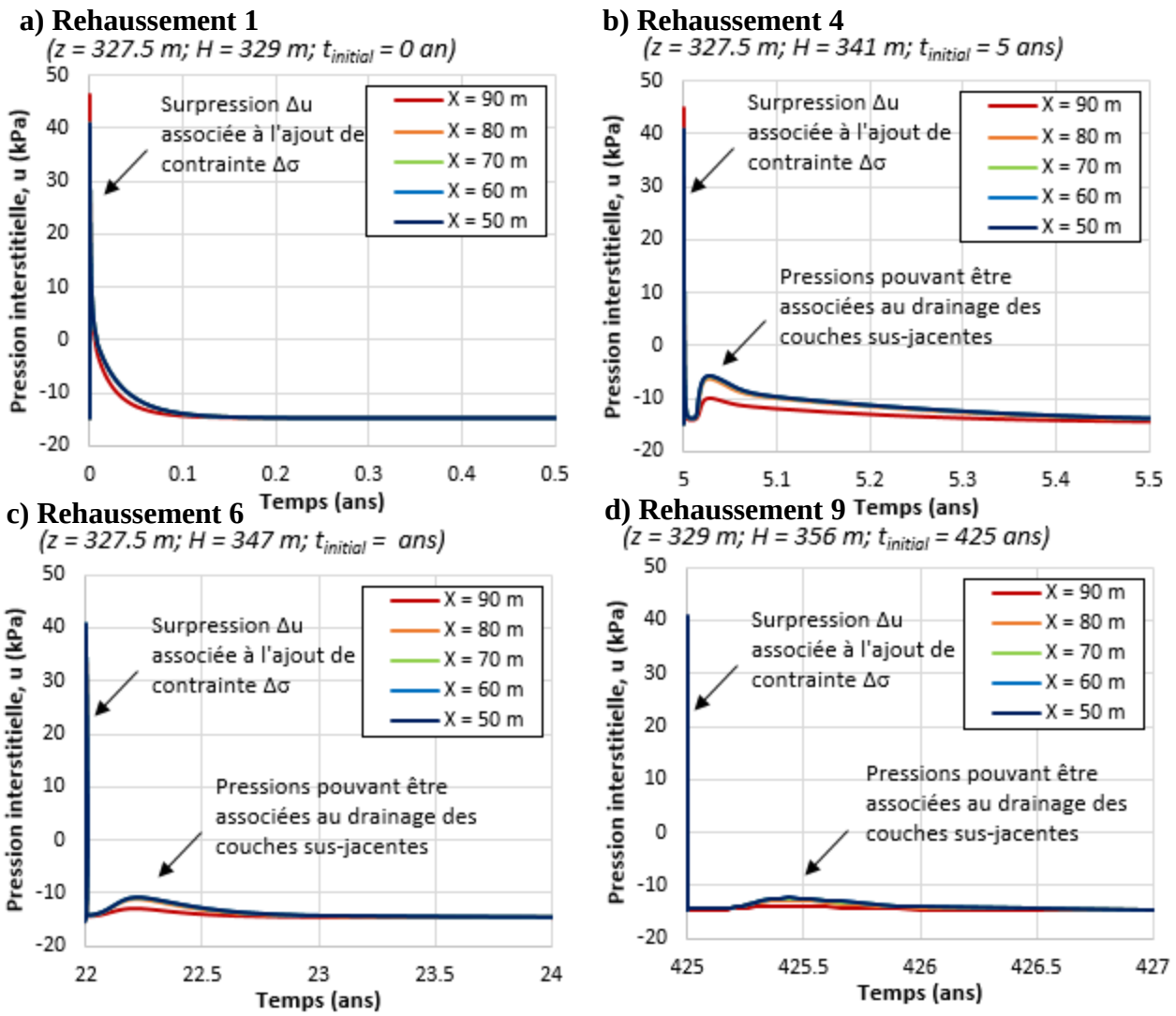


Figure 6.34: Pression d'eau interstitielle, u, simulée en fonction du temps pour les rehaussements (a) 1, (b) 2, (c) 4 et (d) 9, pour différentes positions X, à une élévation Z = 327,5 m (IRS-Unsat).

6.3.2.2 Contraintes totales et effectives

Les contraintes totales verticales, σ_v, simulées dans le parc dans les simulations IRS-CB et IRS-Unsat sont quasiment égales au poids des terres (moins de 0,5 kPa d'écart) sauf à proximité de l'inclusion où elles sont plus faibles (figure 6.35). Les différences maximales entre les contraintes totales simulées (IRS-Unsat) et le poids des terres, à proximité de l'inclusion, sont de 124 et 276 kPa après le 4e (H = 15 m) et le 9e rehaussement (H = 30 m) respectivement (simulés à

l'interface entre les résidus et les roches stériles). Ces différences correspondaient respectivement à 45 et 50 % de la contrainte associée au poids des terres pour des hauteurs de 15 m et 30 m (tableau 6.4). Les différences maximales entre les contraintes simulées au cours de la simulation IRS-CB et le poids des terres sont presque deux fois plus faibles que celles simulées pour IRS-Unsat (tableau 6.4).

La distance d'influence de l'inclusion sur la diminution des contraintes semble être similaire dans les simulations IRS-CB et IRS-Unsat. La différence entre la contrainte totale et le poids des terres divisée par la différence maximale entre la contrainte totale et le poids des terres ($\Delta\sigma_v/\Delta\sigma_{v\ max}$) est supérieure à 1 % pour X > 81 m et X > 68 m pour H = 15 m et H = 30 m et est supérieure à 10% pour X > 87 m et X > 81 m pour H = 15 m et H = 30 m pour les deux cas simulés (tableau 6.4). La distance d'influence de l'inclusion sur la base des contraintes augmente avec la hauteur du parc pour les deux cas simulés (figure 6.35).

Les contraintes effectives sont plus élevées pour IRS-Unsat que pour IRS-CB (figure 6.36) à cause des succions générées dans le modèle par la position de la nappe à la base des résidus. La différence entre les contraintes effectives simulées pour IRS-Unsat et IRS-CB est égale à la pression d'eau associée à la hauteur du parc ($u = H * \gamma_w$) soit de 147 kPa pour le rehaussement 4 (H = 15m) et 294 kPa pour le rehaussement 9 (H = 30 m) (figure 6.36).

Tableau 6.4: Différence maximale entre σ_v et le poids des terres ($\Delta\sigma_{v\ max}$) simulée à la base du modèle (Z = 326 m), à la fin du 4e rehaussement et du 9e rehaussement (Δu = 0) et coordonnée X à partir de laquelle le rapport entre la différence entre σ_v et le poids des terres ($\Delta\sigma_v$) et $\Delta\sigma_{v\ max}$ ($\Delta\sigma_v/\Delta\sigma_{v\ max}$) est supérieur à 1% et 10% (IRS-CB et IRS-Unsat).

	rehaussement 4				rehaussement 9			
	Différence max entre σ_v et le poids des terres ($\Delta\sigma_{v\ max}$)		Coordonnée X (m) à partir de laquelle :		Différence max entre σ_v et le poids des terres ($\Delta\sigma_{v\ max}$)		Coordonnée X (m) à partir de laquelle :	
	(kPa)	(%)	$\Delta\sigma_v/\Delta\sigma_{v\ max}$ > 1 %	$\Delta\sigma_v/\Delta\sigma_{v\ max}$ > 10 %	(kPa)	(%)	$\Delta\sigma_v/\Delta\sigma_{v\ max}$ > 1 %	$\Delta\sigma_v/\Delta\sigma_{v\ max}$ > 10 %
IRS-CB	71,4	25,7	81	87	149,8	27,0	68	81
IRS-Unsat	123,6	44,5	81	87	276,3	49,8	68	81

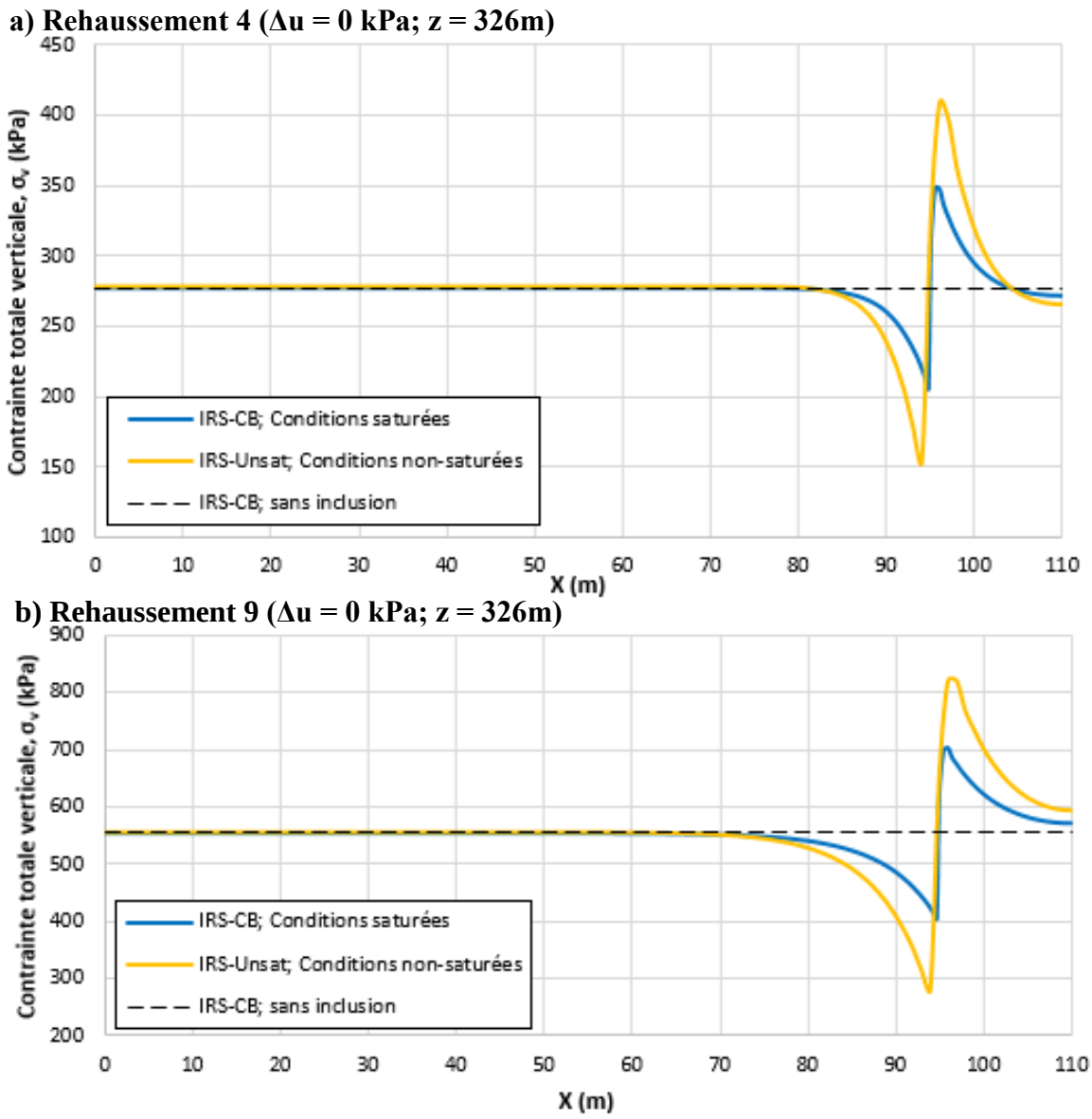


Figure 6.35: Contrainte totale verticale, σ_v, simulée en fonction de la position, X, (a) à la fin du 4e rehaussement (Δu = 0) et (b) à la fin du 9e rehaussement (Δu = 0), enregistré à la base du modèle (Z = 326 m) pour les simulations IRS-CB, IRS-Unsat et IRS-CB sans inclusion.

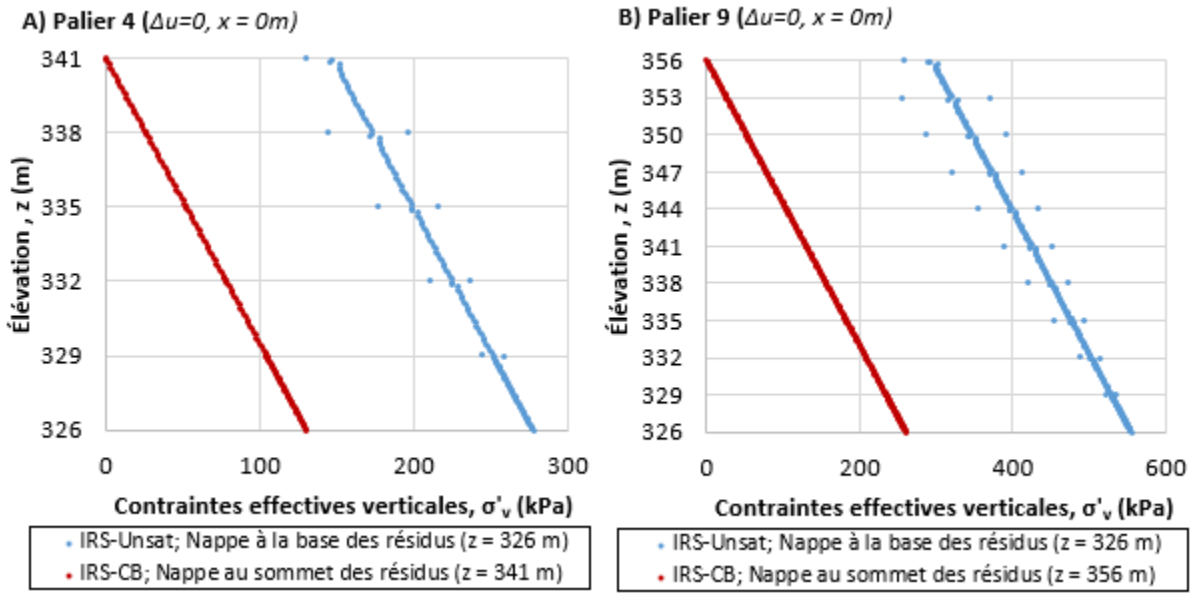


Figure 6.36: Contraintes effectives verticales, σ'_v, simulées en fonction de l'élévation, Z, (a) à la fin du 4e rehaussement (Δu = 0) et (b) à la fin du 9e rehaussement (Δu = 0), enregistré à X = 50 m pour les simulations IRS-CB et IRS-Unsat.

6.3.2.3 Déplacements

Les déplacements verticaux maximaux simulés avec une nappe phréatique en surface (IRS-CB) et une nappe phréatique à la base du modèle (IRS-Unsat) sont respectivement de 0,49 m et de 2,71 m à la fin du rehaussement 9 (Δu = 0) (figure 6.37). Les déplacements maximaux en conditions non saturées sont plus de 5 fois plus élevés que ceux de la simulation IRS-CB (résidus saturés). Cela peut avoir été causé par le fait que le module de Young E (et incidemment le module non-saturé du sol $H = E/(1\text{-}2v)$ calculé par le logiciel SIGMA/W section 2.3.4) est très faible au sommet de chacune des nouvelles couches déposées. Avec le cas IRS-CB, la contrainte effective verticale est nulle au sommet du parc; les déplacements simulés ne sont donc pas très élevés, malgré les faibles valeurs de E. Avec le cas IRS-Unsat, les contraintes effectives sont élevées à la surface du parc, soit là où les valeurs de E (et incidemment de H) sont faibles, ce qui explique les déplacements 5 fois plus élevés. Rappelons ici que la relation $H = E/(1\text{-}2v)$ utilisée par le logiciel n'est fondamentalement correct qu'en conditions saturées. Pour cette raison, il serait pertinent de faire des simulations numériques complémentaires avec un logiciel permettant l'application d'autres valeurs de H.

Les déplacements verticaux en surface atteignent respectivement 0,15 et 1,41 m pour IRS-CB et IRS-Unsat à la fin du rehaussement 4 et 0,19 et 2,65 m à la fin du rehaussement 9 (figure 6.38).

Les déplacements verticaux simulés dans les résidus sont plus faibles à proximité de l'inclusion pour les deux cas simulés (figure 6.38). La distance d'influence de l'inclusion sur la base des déplacements est légèrement plus faible pour IRS-Unsat que pour IRS-CB. Il y a un écart de 10% entre les valeurs de déplacements avec et sans inclusion à partir de X = 91 m pour IRS-CB et X = 93 m pour IRS-Unsat après la dissipation des pressions interstitielles ($\Delta u = 0$) après 4e rehaussement (Z = 341 m, H = 15 m). Il y a un écart de 10% entre les valeurs de déplacements avec et sans inclusion à partir de X = 87 m pour IRS-CB et X = 92 m pour IRS-Unsat après la dissipation des pressions interstitielles ($\Delta u = 0$) après dernier rehaussement (Z = 356 m, H = 30 m).

L'état des contraintes et des pressions interstitielles et l'ampleur des déplacements verticaux simulés sont significativement affectés par la présence de conditions non saturées dans le parc à résidus. La zone d'influence de l'inclusion sur le drainage des résidus et sur les déplacements est réduite à moins de 5 mètres de l'inclusion.

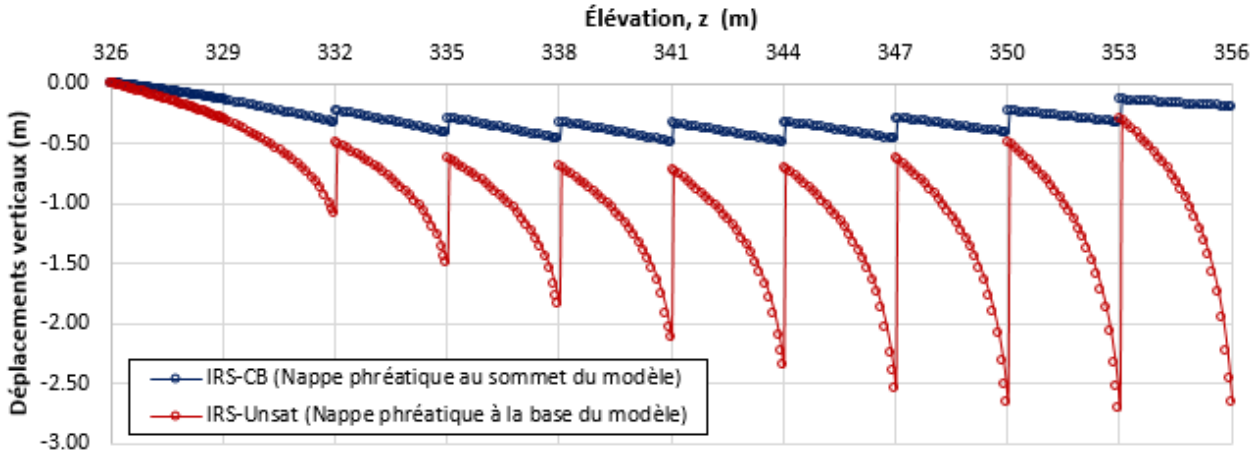


Figure 6.37: Déplacements verticaux simulés en fonction de l'élévation, Z, après 8,99 ans, à X=0 m (IRS-CB et IRS-Unsat).

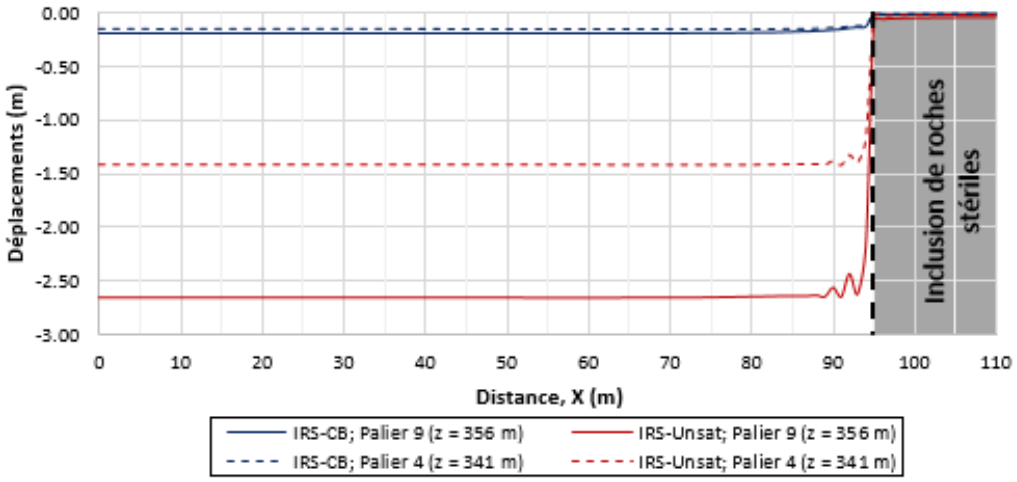


Figure 6.38: Déplacements verticaux (m) simulés en fonction de la distance, X (m) simulés au sommet du parc à résidus après la dissipation des pressions interstitielles ($\Delta u = 0$) générées par la déposition des rehaussements 4 (t = 3,99 ans; Z = 341 m) et 9 (t = 8,99 ans; Z = 356 m) (IRS-CB et IRS-Unsat).

6.4 Présence d'un tapis drainant à la base du parc à résidus (IRS-Drain)

La géométrie du modèle numérique de base (IRS-CB) a été modifiée afin d'étudier l'influence de la présence d'un tapis drainant (formé de roches stériles) sur le comportement hydrogéotechnique du parc à résidus. Cette section présente une comparaison entre l'état des contraintes et des pressions interstitielles, les valeurs de déplacements et les vitesses de consolidation simulées avec et sans tapis drainant.

6.4.1 Modèle numérique (IRS-Drain)

Une couche de 1 mètre de roches stériles a été installée sous les résidus miniers (Z = 325 m à Z = 326 m) de manière à simuler la présence d'un tapis drainant (figure 6.39), tel que suggéré par Aubertin et al. (2002). La géométrie et les caractéristiques du modèle sont autrement identiques à ceux de la simulation IRS-CB (p.ex. nombre et épaisseur des rehaussements ; voir section 5.2.1).

Le comportement des résidus miniers a été simulé avec le modèle EP et celui des roches stériles avec le modèle linéaire élastique avec les mêmes les propriétés définies pour IRS-CB (tableau 5.7).

Les propriétés des roches stériles utilisées pour le tapis drainant sont les mêmes que celles utilisées pour l'inclusion.

Les conditions frontières imposées sur le modèle IRS-Drain (figure 6.39) et la taille des éléments du modèle numérique sont les mêmes que pour le modèle IRS-CB (section 5.2.1). La hauteur des éléments dans le tapis drainant est de 0,04 m. Le modèle comporte 22 330 éléments rectangulaires au total.

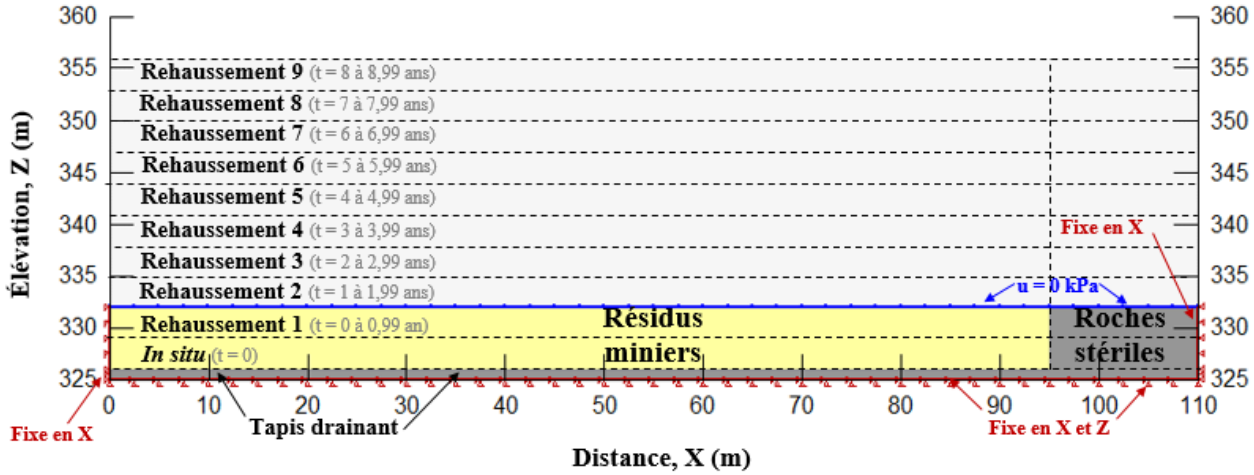


Figure 6.39: Modèle numérique d'une partie d'un parc à résidus miniers avec un tapis drainant horizontal de 1 mètre d'épaisseur (Z = 325m à Z = 326 m) et une IRS (rehaussement de 3 m tous les ans) (IRS-Drain).

6.4.2 Résultats (IRS-Drain)

6.4.2.1 Contraintes effectives et totales

Les contraintes totales et effectives obtenues numériquement avec et sans tapis drainant sont les mêmes (moins de 1 kPa de différence pour un même point (X, Z) d'un cas à l'autre) après la dissipation des surpressions interstitielles ($\Delta u = 0$) pour une même hauteur du parc à résidus.

La présence d'un tapis drainant (dans les conditions simulées) n'a eu pratiquement aucun impact sur l'état des contraintes totales et effectives dans le parc à résidus.

6.4.2.2 Pressions interstitielles

Des surpressions interstitielles, Δu, ont été générées quasi instantanément à chacun des rehaussements avec les modèles pour les simulations IRS-Drain et IRS-CB. Les surpressions Δu sont égales à la contrainte associée au poids de chacun des rehaussements ($\Delta u = \Delta\sigma_v = \gamma_{sat} \times h = 56$ kPa) (figure 5.29a). Le tapis horizontal de roches stériles a permis une dissipation plus rapide des surpressions générées dans les résidus. Par exemple, à la base des résidus miniers (Z = 326 m) le temps nécessaire pour atteindre une dissipation de 90% des surpressions interstitielles, $t_{90\%}$, avec le tapis drainant varie entre 1,5 et 8,2 jours pour le rehaussement 4 (H = 15 m) et entre 1,2 jours en 12,2 jours pour le rehaussement 9 (H = 30 m) selon la distance à l'inclusion verticale (figure 6.40). Ces temps sont jusqu'à 8,4 jours (rehaussement 4) et 18,6 jours (rehaussement 9) plus rapides que ceux obtenus aux mêmes positions sans tapis drainant (figure 6.40). La dissipation des pressions interstitielles est plus rapide à proximité de l'inclusion verticale, et ce, même proche de la surface du tapis drainant (Z = 326 m; figure 6.40). Ce phénomène est lié à l'écoulement accéléré de l'eau vers l'inclusion à partir des résidus et du tapis drainant dans la zone à proximité. Les vitesses de consolidation à mi-hauteur dans le parc à résidus (donc à l'endroit où les distances de drainage étaient les plus élevées dans la simulation IRS-Drain) sont présentées à la section 6.4.2.4.

6.4.2.3 Déplacements

La présence du tapis drainant n'a eu pratiquement aucune influence sur l'ampleur des déplacements totaux dans le parc et sur l'extension horizontale de la zone d'influence de l'inclusion sur les déplacements dans les résidus miniers (écart maximum de 0,5% calculé pour un point donné après la dissipation des surpressions interstitielles entre les simulations IRS-CB et IRS-Drain.

6.4.2.4 Vitesse de consolidation

Le degré de consolidation, U (%) a été calculé à partir des surpressions interstitielles simulées (équation 2.18). Comme anticipé, la consolidation est plus rapide avec le tapis drainant (figures 6.41 à 6.43), car ce dernier favorise la dissipation des surpressions interstitielles en diminuant généralement la longueur des chemins de drainage. À la base des résidus miniers (Z = 326 m) les temps $t_{90\%}$ avec le tapis drainant sont jusqu'à 8,4 jours (rehaussement 4) et 18,6 jours (rehaussement 9) plus rapides que les $t_{90\%}$ sans le tapis drainant (IRS-CB), ce qui correspond à une diminution de 57% (rehaussement 4) et de 60% (rehaussement 9). Le temps nécessaire pour atteindre une

dissipation de 90% des surpressions interstitielles, $t_{90\%}$, avec le tapis au milieu du modèle (Z = 341 m, soit là où les longueurs de drainage sont les plus importantes pour le cas avec tapis) pour le 9e rehaussement varie entre 5,9 et 15,7 jours selon la distance à l'inclusion verticale. Ces temps sont entre 2,3 et 12,3 jours plus rapides que ceux obtenus aux mêmes positions sans tapis drainant (figure 6.41). La réduction des vitesses de consolidation est moins importante à proximité de l'IRS (où le drainage est déjà plus rapide). La valeur de $t_{90\%}$ simulée avec le tapis drainant est 28% plus rapide que celle obtenue avec IRS-CB à X = 90 m et 44% plus rapide que celle obtenue avec IRS-CB à X = 10 m (pour le rehaussement 9 à une élévation Z = 341 m). La valeur de $t_{50\%}$ simulée avec le tapis drainant est 9 % plus rapide que celle obtenue avec IRS-CB à X = 90 m et 40 % plus rapide que celle obtenue avec IRS-CB à X = 10 m (pour le rehaussement 9 à une élévation Z = 341 m).

La présence du tapis drainant sans inclusion verticale de roches stérile a peu d'impact sur les vitesses de consolidation, car l'eau ne peut pas s'écouler hors du parc dans ce cas (en raison de la base imperméable).

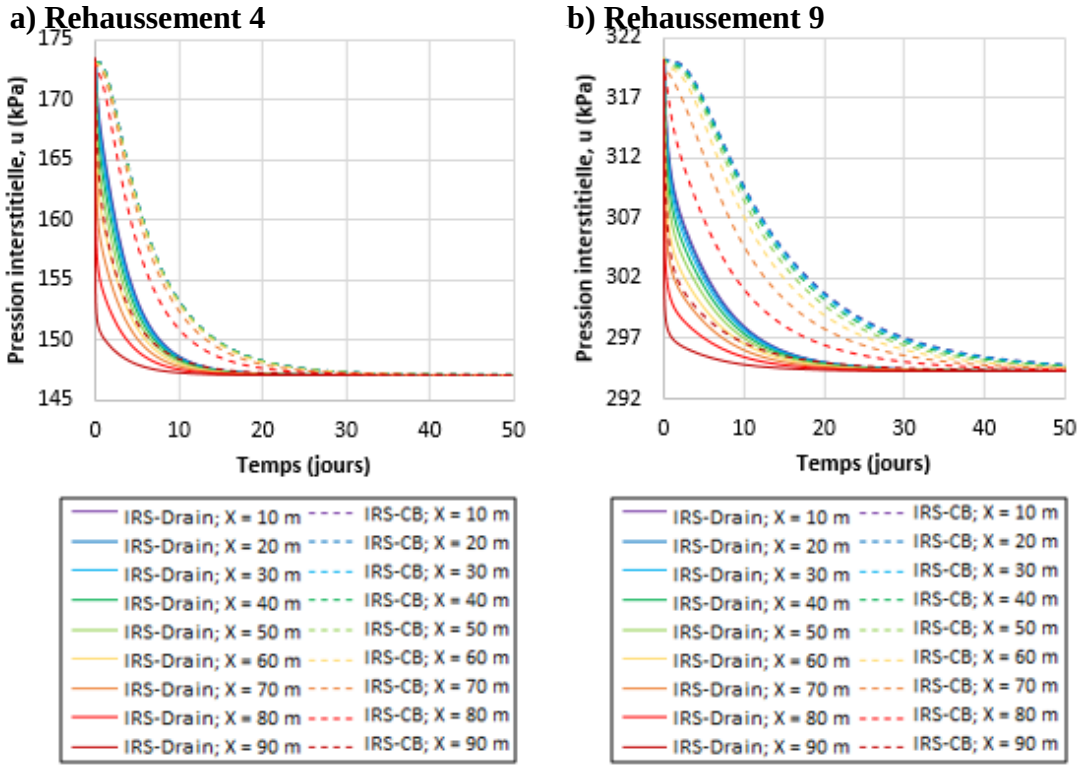


Figure 6.40: Exemple d'évolution des pressions interstitielles simulées, *u*, en fonction du temps à la base du modèle à différentes positions X (a) pour le rehaussement 4, *H*=15 m et (b) pour le rehaussement 9, *H*=30 m (IRS-Drain et IRS-CB).

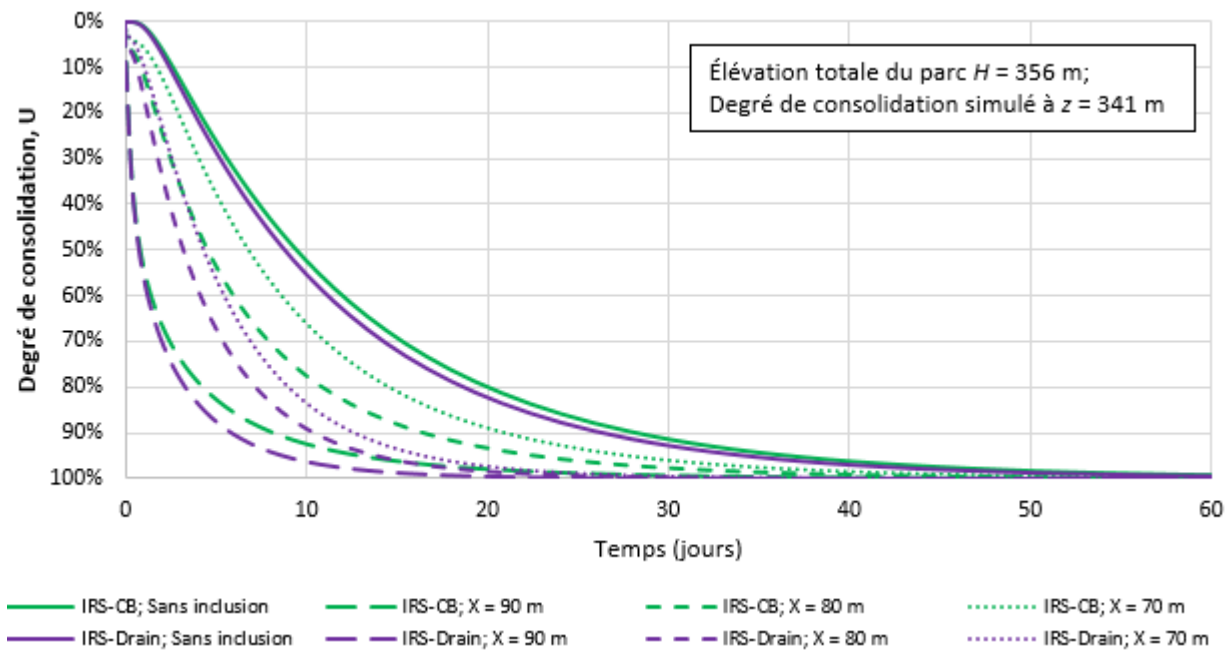


Figure 6.41: Évolution du degré de consolidation, U, simulé en fonction du temps à Z = 341 m dans le parc à résidus pour une élévation totale du parc *H* = 356 m (rehaussement 4) à différentes positions X (sachant que l'inclusion est située à X=95m) (IRS-CB et IRS-Drain).

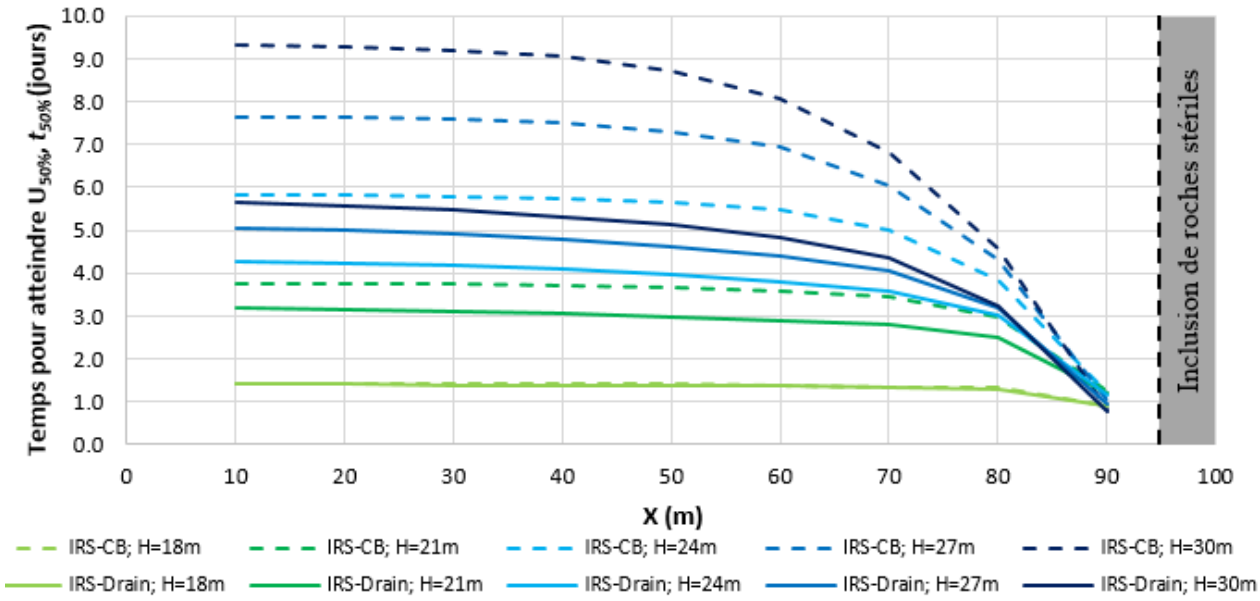


Figure 6.42: Temps, $t_{50\%}$, requis pour atteindre un degré de consolidation de 50%, $U_{50\%}$, en fonction de la position en X, selon la hauteur totale (épaisseur) *H* du parc à résidus (calculé à Z = 341 m) (IRS-CB et IRS-Drain).

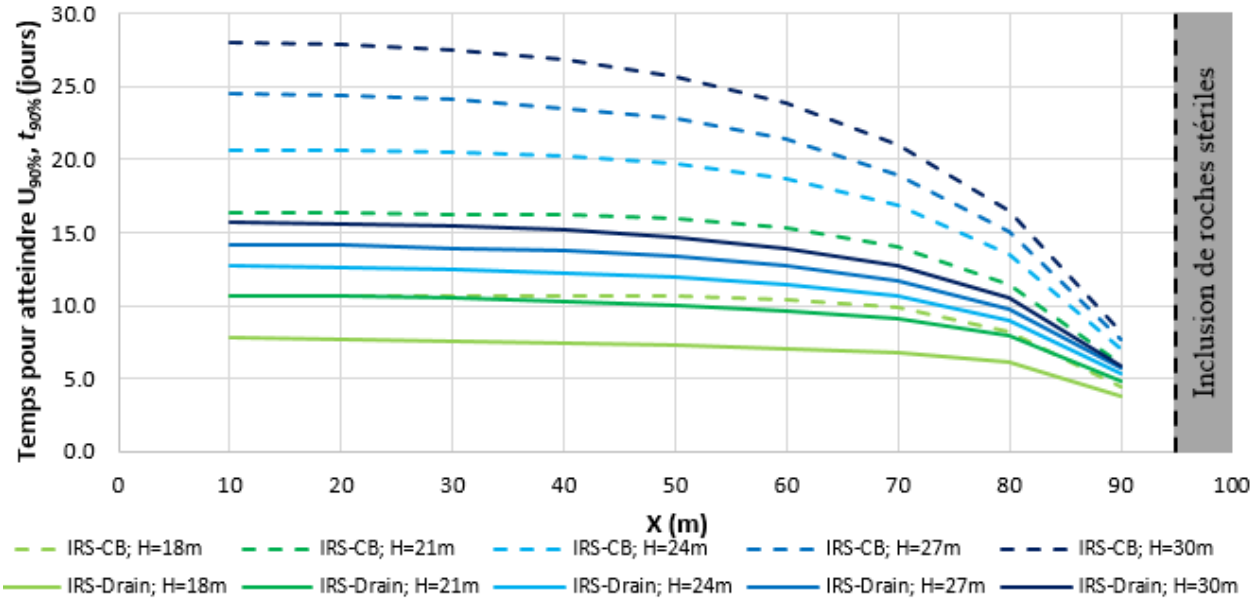


Figure 6.43: Temps, $t_{90\%}$, requis pour atteindre un degré de consolidation de 90%, $U_{90\%}$, en fonction de la position en X, selon la hauteur totale (épaisseur) *H* du parc à résidus (calculé à Z = 341 m) (IRS-CB et IRS-Drain).

La présence du tapis drainant à la base du parc dans les conditions simulées n'a pas eu d'incidence sur l'état des contraintes ou sur les déplacements générés. Le tapis drainant permet toutefois une dissipation plus rapide des pressions interstitielles et donc une consolidation plus rapide des résidus (jusqu'à 60% plus rapide à la base du parc à résidus pour une élévation totale du parc de 30 m; figure 6.40). Un tapis drainant peut donc avoir une grande influence sur les vitesses de consolidation sur toute la longueur du parc.

6.5 Analyse, discussion et comparaison avec les données de terrain

Les simulations numériques complémentaires visaient principalement à évaluer l'influence de quatre variables, soit le modèle de comportement utilisé (EP ou CCM (IRS-CCM)), l'épaisseur des rehaussements (couches) de résidus déposés sur le parc (IRS-1,5m et IRS-1m), la présence de conditions non saturées dans les résidus (IRS-Unsat) et l'ajout d'un tapis drainant à la base des résidus. L'effet de ces différents paramètres sur l'état des contraintes, les pressions interstitielles, les déplacements et les temps de consolidation des résidus miniers ont été présentés dans les sections précédentes.

L'utilisation du modèle de comportement CCM ou EP (IRS-CCM) a peu d'influence sur l'ampleur des contraintes totales et effectives et des pressions interstitielles. Les déplacements en surface après la déposition du 9e rehaussement ($\Delta u = 0$) sont légèrement inférieurs avec le modèle EP (pour les caractéristiques et paramètres adoptés dans des simulations). Les déplacements maximaux (simulés à mi-hauteur du parc) après la déposition du 9e rehaussement ($\Delta u = 0$) sont également plus faibles avec le modèle de comportement CCM qu'avec le modèle de comportement EP. L'utilisation du modèle de comportement CCM réduit l'extension latérale de la zone d'influence de l'IRS selon les contraintes totales et effectives et sur les déplacements, mais n'a pas eu d'incidence sur l'ampleur de cette zone selon la vitesse de consolidation. Le modèle CCM entraîne une dissipation des pressions interstitielles jusqu'à 2 fois plus rapide que le modèle EP selon la hauteur du modèle. La dissipation des pressions n'est pas la même avec les deux modèles parce que la répartition des contraintes n'est pas non plus identique dans les deux cas; les différents états de contraintes entraînent des déplacements différents et donc des dissipations de surpressions aussi différentes. Ces différences ne sont pas nécessairement associées au modèle de comportement, mais plutôt aux paramètres utilisés (par exemple, fonction de E, valeur de C_c). Cette étude ne permet cependant pas de statuer sur le modèle le plus représentatif du comportement réel des résidus à proximité d'une inclusion; des essais complémentaires au laboratoire ou in situ en conditions contrôlées seraient utiles pour approfondir cette question.

L'épaisseur de rehaussement pour un taux de déposition annuel donné (IRS-CB, IRS-1,5m et IRS-1m) ne semble pas avoir, dans les conditions simulées, d'effet marqué sur l'état des contraintes, l'ampleur des déplacements, la vitesse de consolidation ou encore la grandeur de la zone d'influence de l'inclusion. Les surpressions d'eau générées à chacun des rehaussements sont égales au poids des terres ajoutées; les surpressions d'eau sont donc plus faibles pour des rehaussements plus petits, mais elles se dissipent au même rythme.

La prise en compte de conditions non saturées dans les résidus miniers (IRS-Unsat), avec un niveau phréatique imposé au bas du parc, a une influence marquée sur l'état des contraintes et des pressions interstitielles et l'ampleur des déplacements verticaux générés. L'influence de l'inclusion sur le drainage des résidus et sur les déplacements est alors réduite (selon les conditions simulées ici). La simulation des conditions non saturées a toutefois été réalisée en adoptant certaines hypothèses et simplifications particulières (peu réalistes). Une étude plus approfondie serait utile afin de simuler

(entre autres) une séquence de remplissage conventionnelle, un niveau de la nappe plus réaliste et l'effet de l'évaporation.

La présence du tapis drainant à la base du parc (IRS-Drain) n'a pas d'incidence sur l'état des contraintes ou sur les déplacements simulés. Le tapis drainant permet une dissipation des pressions interstitielles et une consolidation plus rapide sur tout le parc.

6.5.1 Comparaison avec des données de terrain

Des valeurs de la pression interstitielle, de l'indice des vides (estimées à partir des teneurs en eau volumiques) et de la succion ont été mesurées sur le terrain à proximité d'une IRS pendant un peu plus d'un an (juillet 2016 – septembre 2017; section 4.5.4). La surface des résidus sur le terrain était à une élévation d'environ 347 m au moment de l'installation des instruments (juillet 2016) et de 350 m en septembre 2017. Les résultats de terrain à la fin du rehaussement 6 (Z = 347 m) et au cours du rehaussement 7 (Z = 347 m à Z = 350 m) ont été comparés, à titre indicatif, avec les résultats simulés (même si les conditions simulées ne sont pas identiques aux conditions de terrain).

Les indices des vides sur le terrain (calculés à partir des TEV en supposant un degré de saturation de 100%, section 4.5.3) en novembre 2016, après la stabilisation des données suite à l'installation des instruments (sommet du parc à environ 347 m) variaient entre 0,70 et 1,30, ou de façon plus réaliste entre 0,70 et 0,96 en retirant les données extrêmes (figure 6.44). Ces valeurs ne semblent pas suivre de tendance claire selon l'élévation. Les indices des vides obtenus avec le logiciel SIGMA/W après le rehaussement 6 (IRS-CCM) se situent entre 0,77 et 0,92 et diminuent avec l'élévation (tendance claire). La courbe de l'indice des vides simulés est environ au milieu des intervalles d'indices des vides calculés à partir des TEV mesurés sur le terrain pour une élévation donnée. Globalement, les valeurs simulées sont donc du même ordre de grandeur que les valeurs obtenues expérimentalement (figure 6.44). Il est à noter que la relation simulée entre l'indice des vides et la profondeur montrée sur la figure 6.44 est obtenue à X = 0 m (soit à 95 m de l'IRS). Les courbes de l'indice des vides en fonction de la profondeur simulées à des distances de l'inclusion correspondant aux positions des instruments sur le terrain sont sensiblement les mêmes que la relation simulée à X = 0 m.

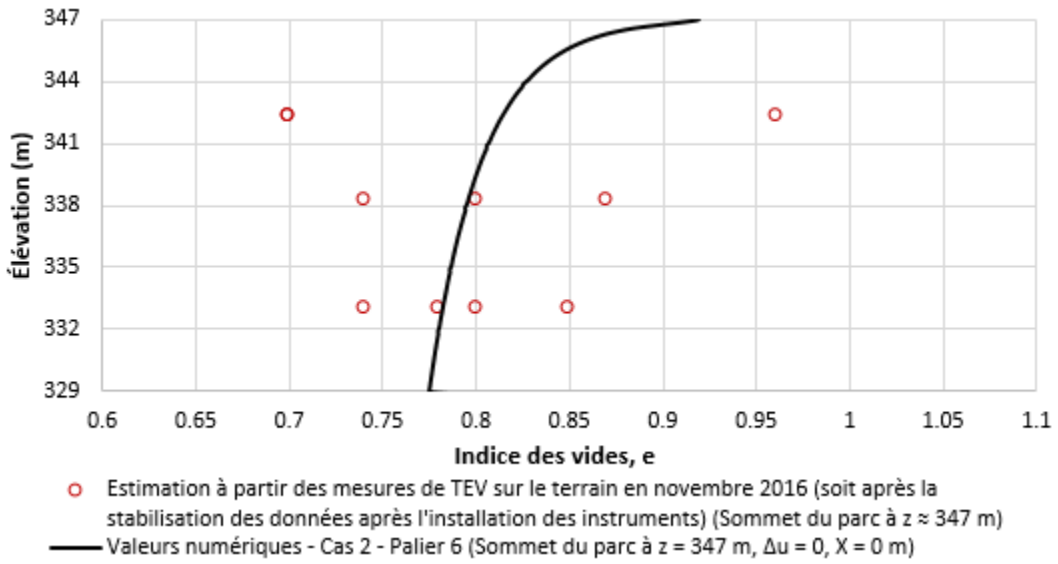


Figure 6.44: Valeurs de l'indice des vides, *e*, simulé (IRS-CCM, rehaussement 6, Δu = 0, X = 0 m, sommet du parc à Z = 347 m) et estimations de *e* à partir des mesures de TEV sur le terrain enregistré en novembre 2016 (après la stabilisation des données après l'installation des instruments) (sommet du parc à Z ≈ 347 m, dans les trous de forages PZ-IRME-05 à PZ-IRME-10, section 4.5.3) en fonction de l'élévation.

Les indices des vides mesurés sur le terrain en septembre 2017 (sommet du parc à environ 350 m) variaient entre 0,39 et 1,01, ou de façon plus réaliste entre 0,70 et 1,01 en retirant les données extrêmes (figure 6.45). Ces valeurs ne semblent pas suivre de tendance claire selon l'élévation.

Les indices des vides simulés après le rehaussement 7 (IRS-CCM) se situent entre 0,77 et 0,92 et diminuent avec l'élévation (tendance claire). La courbe de l'indice des vides simulés est environ au milieu des intervalles d'indices des vides calculés à partir des TEV mesurés sur le terrain pour une élévation donnée. Globalement, les valeurs simulées sont du même ordre de grandeur que les valeurs expérimentales (figure 6.45).

Notons ici que les indices des vides pour septembre 2017 sont basés sur les mesures réalisées peu après la période déposition des résidus (19 août 2017 au 11 septembre 2017), ce qui pourrait expliquer certaines valeurs plus élevées de l'indice des vides (i.e. mesures avant la fin de la consolidation). Le suivi sur le terrain se poursuit et les résultats des analyses numériques présentées ici (et d'autres) pourront être comparés plus spécifiquement aux mesures à venir.

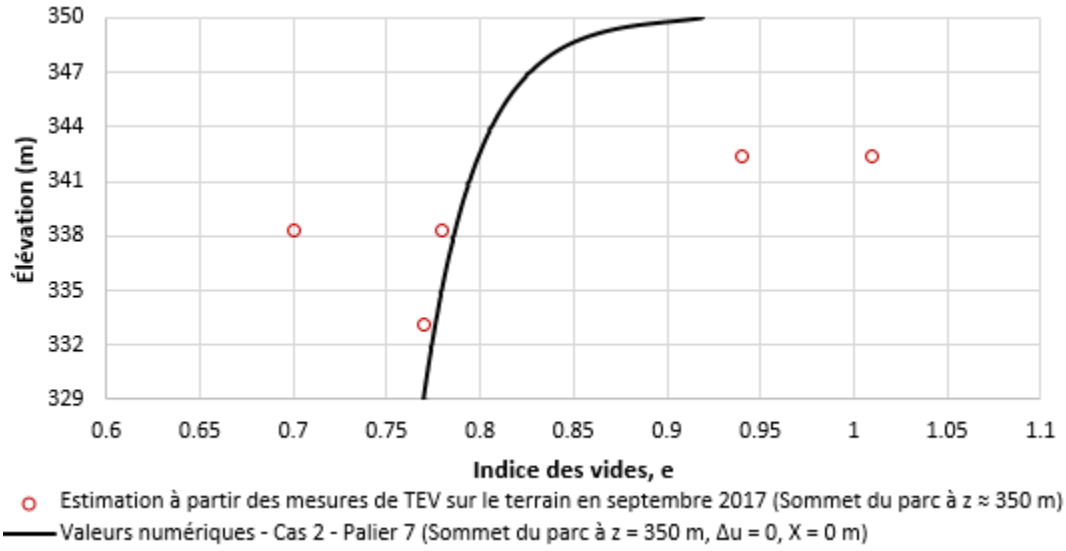


Figure 6.45: Simulation de l'indice des vides (IRS-CCM, rehaussement 7, Δu = 0, X = 0 m, sommet du parc à Z = 350 m) et estimation des indices des vides à partir des mesures de TEV sur le terrain enregistrées en septembre 2017 (sommet du parc à Z ≈ 350 m, dans les trous de forages PZ-IRME-05 à PZ-IRME-10, section 4.5.3) en fonction de l'élévation.

La comparaison des pressions d'eau enregistrées sur le terrain et celles simulées est plus complexe en raison des nombreux phénomènes qui peuvent engendrer des fluctuations des mesures sur le terrain (p.ex. le temps de réponse des capteurs, déposition de résidus ailleurs dont l'eau se déverse dans les cellules où les instruments sont installés, précipitations et évaporation, ou variation de l'élévation de la sortie des déversoirs).

Les charges hydrauliques mesurées sur le terrain ne semblent pas excéder la pression hydrostatique (figure 4.34) et il ne semble pas y avoir de génération de surpressions importantes pendant les périodes de déposition (figures 4.31 et 4.32). Par contre, il y a toujours une génération de surpressions dans les simulations des cas saturés (voir IRS-CB par exemple), mais les surpressions sont plus faibles pour des rehaussements de plus petite épaisseur (voir IRS-CB, IRS-1,5m et IRS-1m). Selon L. Bolduc (2012), la génération de surpression pour une déposition en continue estimée selon le modèle de Gibson (1958) (section 2.3.3) sans IRS et pour des conductivités hydrauliques saturées de $1{,}7 \times 10^{-5}$ cm/s et $1{,}7 \times 10^{-6}$ cm/s avec un taux de déposition de 3m/ans tendent vers la pression hydrostatique. L'absence de génération de surpressions importantes dans le parc à résidus

enregistrées par les VWP pourrait donc être expliquée par une déposition relativement lente (en continue), qui diffère de la déposition instantanée simulée dans les modèles numériques. Notons par contre que des essais au CPT analysés par Opris (2017) semblent indiquer la présence de surpressions au centre du parc à résidus.

Notons aussi que les charges hydrauliques enregistrées sur le terrain diminuaient parfois sous les valeurs hydrostatiques entre les périodes de déposition (figures 4.31 et 4.32). Ces baisses peuvent avoir été causées par divers événements n'ayant pas été simulés comme les variations de conditions climatiques, et la position du déversoir et de la nappe.

La diminution de la charge hydraulique sur le terrain semble généralement plus rapide à proximité de la digue Ouest (IRS) pour une élévation donnée (figure 4.33). Ces résultats suggèrent qu'il y ait une influence de l'inclusion sur le drainage *in situ*. La dissipation des pressions interstitielles dans les simulations est toujours plus rapide à proximité de l'inclusion drainante. Le suivi des instruments sur le terrain au cours des prochains mois (et années) devrait permettre de mieux évaluer l'influence de l'inclusion drainante *in situ*.

6.5.2 Dernières remarques et limitations

Les simulations numériques, combinées aux paramètres issus des essais de laboratoire, ont permis d'évaluer l'influence d'une inclusion drainante sur la consolidation des résidus. Cependant, plusieurs simplifications importantes ont été adoptées pour ces calculs (au niveau de la géométrie du problème, conditions hydrauliques et propriétés des matériaux) de sorte que les résultats obtenus doivent être considérés dans leur contexte.

Par exemple, les propriétés des résidus miniers ont été simplifiées et ont été considérées uniformes à travers le parc. En pratique, on peut observer une hétérogénéité et une anisotropie dans les résidus, causée par exemple par la ségrégation des matériaux au moment de la déposition hydraulique des résidus ou par des variations dans les procédés employés au concentrateur. Cela peut avoir un impact sur les caractéristiques des matériaux, notamment sur la conductivité hydraulique (Aubertin et al., 2011).

Les inclusions de roches stériles ont également été considérées homogènes dans les simulations. L'effet potentiel d'une zone de transition entre les résidus et les stériles ou d'un colmatage de l'inclusion n'a pas été considéré dans les modèles, alors que de tels phénomènes pourraient affecter

leur capacité de drainage (Jaouhar, 2012; L. Bolduc, 2012). La géométrie des inclusions a également été simplifiée afin de simplifier les calculs et améliorer la convergence des modèles.

Des oscillations étaient parfois observées dans les simulations numériques, particulièrement pour IRS-Unsat, à quelques mètres de l'inclusion et dans les premiers paliers de temps suivant la déposition d'une nouvelle couche de résidus. De telles oscillations indiquent généralement des instabilités numériques locales ; il est possible d'en réduire les effets en diminuant la taille des éléments et des pas de temps. La taille du modèle numérique était cependant importante (110 m de long pour 30 m de haut), car un des objectifs était d'estimer l'extension latérale de la zone d'influence de l'inclusion. Ainsi, le modèle de base comportait 20 580 éléments et le temps de calcul pouvait dépasser 24 heures (IRS-Unsat). Il a donc été nécessaire d'optimiser le nombre d'éléments afin de trouver un équilibre entre stabilité numérique, précision des résultats et durée des simulations. Il serait utile de travailler avec un modèle composé d'éléments plus fins pour étudier plus précisément l'impact de l'inclusion sur le comportement des résidus déposés à proximité.

Chaque rehaussement a été simulé par l'ajout instantané de couches de résidus, alors que la déposition est réalisée de manière continue sur le terrain. Cette simplification numérique peut influencer l'ampleur des surpressions interstitielles (section 6.2.2). Par contre, l'impact de la taille des rehaussements sur l'ampleur des déplacements maximums semble peu important (5 cm de différence entre les déplacements associés à des rehaussements de 3 m et des rehaussements de 1 m à une hauteur totale de résidus de 30 m; section 6.2.2).

De même, la déposition des résidus a été simulée de manière uniforme sur toute la cellule. La déposition sur le terrain se fait cependant à partir des inclusions et l'épaisseur des résidus miniers n'augmente donc pas uniformément. Une nappe phréatique ($u = 0$) a été imposée au sommet du parc (sauf pour la simulation IRS-Unsat où elle a été imposée à la base du modèle) afin de favoriser la dissipation des pressions interstitielles à la surface du parc (comme dans la réalité). Sur le terrain, par contre, la position de la nappe peut augmenter ou diminuer au cours du temps, entraînant des accumulations d'eau ou des phénomènes locaux de dessiccation à la surface du parc. Aussi, la condition $u = 0$ permet une dissipation instantanée des surpressions d'eau au sommet des résidus; et les effets associés à la gestion de l'eau de surface n'ont donc pas été simulés. Les conditions climatiques (p.ex. précipitations, gel/dégel, évaporation) n'ont pas non plus été prises en compte,

bien qu'elles puissent influer de manière significative le développement des pressions hydrauliques dans les rejets. L'évaluation des effets des échanges avec l'atmosphère dépassait le cadre de cette étude mais pourrait être utile afin de mieux déterminer le comportement des résidus au début de chaque rehaussement.

Enfin, le comportement des résidus miniers a été simulé au moyen des modèles de comportement Cam Clay Modifié (CCM) et Elasto-plastique (EP; section 6.1). Les contraintes, les pressions d'eau et les déplacements obtenus avec ces deux modèles ne sont pas tout à fait les mêmes et des mesures complémentaires au laboratoire ou *in situ* en conditions contrôlées sont recommandées afin de valider l'utilisation de ces modèles de comportement.

Une validation plus poussée des résultats numériques par des essais au laboratoire sur modèles physiques (comme ceux menés par Saleh-Mbemba, 2016) et des mesures sur le terrain est recommandée.

CHAPITRE 7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

L'objectif principal de ce projet de maîtrise était d'évaluer le comportement hydrogéotechnique de résidus miniers à proximité d'une inclusion drainante de roches stériles (p.ex. au niveau des pressions interstitielles et des tassements) à partir de simulations numériques et de données expérimentales de laboratoire et de terrain. Pour ce faire, les propriétés hydrogéotechniques des résidus de la mine Canadian Malartic (CM) ont été évaluées en laboratoire, des mesures de pressions d'eau interstitielles et de teneur en eau volumique ont été réalisées sur le terrain à proximité d'une inclusion drainante (dans le parc à résidus de la mine CM) et des simulations numériques ont été réalisées à l'aide du logiciel SIGMA/W pour évaluer le comportement des résidus et des inclusions. Ce chapitre rappelle les principaux résultats et les conclusions découlant de ces travaux ainsi que quelques recommandations pour des travaux futurs.

7.1.1 Conclusion

Les principales propriétés hydrogéotechniques des résidus miniers CM ont été déterminées grâce à des expérimentations de laboratoire. Les résidus montrent une densité relative des grains, D_r, de 2,71, une faible plasticité (selon les limites de consistance), une teneur en sable (d > 75 µm) de 22 %, une teneur en silt (2 µm < d < 75 µm) de 70 % et une teneur en particules de taille argileuse (d < 2 µm) de 8 %. Le coefficient d'uniformité, C_U, varie entre 11 et 13. Ces caractéristiques correspondent à un silt non-plastique (ML), avec un peu de sable, selon la classification USCS. La granulométrie de ces résidus est un peu plus grossière que celle obtenue lors d'études antérieures sur des échantillons prélevés quelques années plus tôt sur le site de la mine CM (e.g. L. Bolduc, 2012; Contreras, 2013; Doucet et al., 2015; Essayad, 2015). La teneur en eau optimale, w_{opt}, (essais de compactage de type Proctor Modifié) se situe autour de 13%, pour une densité sèche, ρ_{dmax}, proche de 1850 kg/m^3.

Les propriétés en consolidation des résidus miniers (saturés) ont été mesurées à partir de trois essais de compression en colonne instrumentée. La valeur de l'indice de compressions, C_c, est relativement constante pour des contraintes effectives verticales σ'_v >10 kPa, variant entre 0,059 et 0,082 (d'un essai à l'autre). Le coefficient de compressibilité, a_v, tend à diminuer avec la contrainte effective verticale σ'_v; les essais indiquent que la valeur de a_v se situe entre 1,2×10^{-1} kPa^{-1} et 5,6×10^{-5} pour des valeurs de σ'_v entre 0,7 et 421 kPa. Les valeurs du coefficient de consolidation

c_v obtenues avec les méthodes de Casagrande et de Taylor sont comprises entre 0,045 et 2,49 cm^2/s. Les valeurs de c_v tendent à augmenter initialement avec la contrainte effective appliquée pour ensuite se stabiliser. Les valeurs de module de Young déduites à partir des résultats des essais en colonne varient de 48 et 14967 kPa; elles augmentent avec la contrainte effective verticale selon une relation quasi-linéaire. Les paramètres de consolidation évalués expérimentalement dans cette étude sont généralement proches de ceux obtenus au cours d'études antécédentes (L. Bolduc, 2012; Essayad, 2015; Grimard, 2018); ils se situent aussi dans la plage des valeurs typiques pour des résidus de mines en roches dures (Bussière, 2007).

Des valeurs de conductivité hydraulique saturée k_{sat} de 1×10^{-5} et 3×10^{-5} cm/s ont été mesurées à partir de deux essais de perméabilité en cellules triaxiales, pour des indices des vides de 0,53 et 0,66, respectivement. Ces valeurs expérimentales se situent relativement proches des résultats obtenus avec les modèles de prédiction de Kozeny-Carman (Chapuis et Aubertin, 2003) et de Kozeny-Carman Modifié (Mbonimpa et al., 2002).

Le modèle descriptif de Fredlund et Xing (1994) a été utilisé pour tracer la courbe de rétention d'eau des résidus après un ajustement aux données expérimentales (suite à des essais en cellule Tempe et en cellule de pression). Selon ces résultats, la pression d'entrée d'air, AEV, est d'environ 50 kPa et les teneurs en eau volumiques à saturation et résiduelles, θ_{sat} et θ_r, sont de 0,39 et 0,17 respectivement. Cette valeur d'AEV est proche, mais légèrement inférieure à la valeur du AEV de 65 kPa mesurée par Saleh-Mbemba (2016); elle est supérieure à la valeur du AEV de 25 kPa prédite par modèle Kovacs Modifié, MK (Aubertin et al., 2003).

Des mesures préliminaires des pressions d'eau interstitielles, de la teneur en eau volumique et de la succion ont été enregistrées sur le terrain à proximité d'une inclusion drainante sur le site de la mine CM. Une campagne a été menée de juillet à août 2016 afin d'installer des instruments de mesure dans le parc à résidus de la mine Canadian Malartic, à proximité de la « digue Ouest » (qui constitue une IRS). Dix-huit piézomètres à corde vibrante et quatorze sondes de mesure de la teneur en eau volumique (qui mesurent aussi la conductivité électrique et la température) ont été installés dans six trous de forage. En plus, neuf sondes de mesure du potentiel hydrique (pour évaluer la succion) ont été installées proche de la surface dans les résidus miniers.

Les piézomètres à cordes vibrantes ont enregistré des fluctuations de la charge hydraulique qui suivaient généralement les mêmes tendances. Plusieurs phénomènes ont semblé influencer ces

fluctuations, incluant la déposition de résidus dans les cellules où les instruments sont installés, la déposition de résidus dans les cellules adjacentes (avec l'eau qui se déverse dans les cellules instrumentées), les précipitations, l'évaporation et la variation de l'élévation de la sortie des déversoirs. De façon plus spécifique, une augmentation marquée de la charge hydraulique a été enregistrée pendant les deux périodes de déposition de résidus dans les cellules instrumentées. Cependant, les mesures de pression d'eau, u, (à la fin des deux périodes de déposition) se rapprochaient de la pression hydrostatique, u_0, et n'ont pas semblé enregistrer de surpressions significatives.

Les charges hydrauliques enregistrées sur le terrain diminuaient parfois sous les valeurs hydrostatiques entre les périodes de déposition (en raison des variations dans les conditions climatiques, et dans la position du déversoir et de la nappe). La diminution des charges hydrauliques était généralement plus marquée à proximité de l'IRS.

Les valeurs de teneurs en eau volumique TEV (et les valeurs d'indices des vides estimées à partir de celles-ci pour des résidus saturés) ont été peu influencées par les périodes de déposition; ceci pouvait être anticipé en raison de la faible déformation induite par les surcharges. De manière générale, les valeurs de TEV (et indices de vides associés) étaient relativement constantes ou légèrement à la baisse durant la période d'observation (de quelques mois).

La capacité du code numérique SIGMA/W (Geo-Slope Int., 2016) à reproduire le comportement de résidus miniers soumis à un chargement progressif (conditions saturées et non-saturées) a été évaluée. Ainsi, un essai de compression en colonne instrumentée sur des résidus saturés (essai B) a été simulé avec le code SIGMA/W en utilisant les modèles de comportement Cam Clay modifié (CCM) et élasto-plastique (EP). Les valeurs de conductivité hydraulique saturée, k_{sat}, (modèle de comportement CCM et EP) et de module de Young, E, (modèle de comportement EP) ont été actualisées à chaque palier de chargement afin de mieux reproduire les résultats expérimentaux. Les deux modèles constitutifs CCM et EP ont permis, dans ces conditions, de reproduire assez fidèlement le comportement de résidus miniers saturés au cours d'un essai de compression.

Un essai de compression en colonne avec une pression d'eau négative (résidus non saturés; essai 13 de Essayad 2015) a aussi été simulé avec le code SIGMA/W. La simulation a été réalisée avec le modèle EP en actualisant les valeurs ajustées pour le module de Young E à chaque palier de chargement. Dans ces conditions, le logiciel SIGMA/W a permis de reproduire assez fidèlement la

déformation totale (finale) de l'éprouvette et les variations de teneur en eau volumiques (en présence d'une succion à la base de l'éprouvette). Les surpressions simulées sont du même ordre que celles mesurées au laboratoire (dont la précision est limitée), en conditions saturées et non saturées. Les simulations en conditions non-saturées suivent bien les tendances expérimentales, mais elles n'ont pas donné les mêmes vitesses de dissipation des surpressions interstitielles que celles observées au laboratoire. La précision des mesures et les limitations du modèle numérique pourraient expliquer (en partie) ces écarts.

Ces résultats indiquent que le code SIGMA/W permet de simuler et d'analyser le comportement général de résidus miniers soumis à un chargement vertical progressif, en conditions saturées et (avec réserves) non saturées.

L'impact d'une IRS sur la vitesse de consolidation et sur l'ampleur des tassements des résidus miniers a ensuite été évalué à l'aide de simulations numériques réalisées avec le logiciel SIGMA/W. Le cas de base a été simulé avec le modèle de comportement EP (avec une actualisation de la valeur du module de Young selon la contrainte appliquée, un taux de déposition de résidus de 3m/an, et une hauteur finale du parc à résidus de 30 m). Les résultats indiquent que l'IRS a une influence marquée sur la vitesse de dissipation des surpressions interstitielles, permettant ainsi de réduire significativement les temps de dissipation des pressions interstitielles à proximité de l'inclusion. Par exemple, à une distance de 5 m de l'inclusion, celle-ci réduit le temps pour atteindre un degré de consolidation de 90%, $t_{90\%}$, de 8 jours (réduction de 53% par rapport au temps sans inclusion de roches stérile) pour une hauteur du parc H = 15 m et de 22 jours (réduction de 70% par rapport au temps sans inclusion de roches stérile) pour une hauteur du parc H = 30 m. L'extension de la zone d'influence de l'inclusion sur la vitesse de dissipation des surpressions varie avec l'épaisseur du parc à résidus H. Jusqu'à une distance horizontale de 1H de l'inclusion, la dissipation est très rapide; à une distance de plus 2H de l'inclusion, la vitesse de dissipation est très proche de celle sans inclusion (moins de 5% de différence); il y a transition dans la zone intermédiaire entre H et 2H.

Toujours pour le cas de base, les déplacements verticaux simulés dans les résidus miniers sont plus faibles à proximité de l'IRS. Cela pourrait être causé par la reprise (transfert) d'une partie des contraintes par l'IRS, qui est beaucoup plus rigide que les résidus miniers (avec un effet de friction à l'interface). L'extension verticale de la zone d'influence de l'inclusion sur les déplacements

verticaux simulés est plus petite que celle associée aux effets sur la vitesse de dissipation des surpressions.

Des études numériques complémentaires ont permis de démontrer l'influence du modèle de comportement (i.e. modèle élasto-plastique avec critère de Mohr-Coulomb ou modèle Cam Clay modifié) sur les déplacements et sur les vitesses de dissipation des pressions interstitielles dans les résidus miniers. Les résultats issus de cette étude ne permettent toutefois pas de déterminer lequel de ces deux modèles de comportement décrit de la manière la plus réaliste le drainage et la consolidation des résidus miniers.

L'épaisseur de chaque rehaussement incrémental (de 0,5 à 3 m), pour un même taux de déposition annuel, ne semble pas avoir d'effet marqué (pour les conditions simulées) sur l'état des contraintes, l'ampleur des déplacements, la vitesse de consolidation ou encore la grandeur de la zone d'influence de l'inclusion. Les surpressions d'eau générées à chacun des rehaussements (égales au poids des terres ajoutées) sont cependant plus faibles pour des rehaussements plus petits, mais elles se dissipent au même rythme.

La prise en compte de conditions non saturées dans les résidus miniers, avec un niveau phréatique imposé au bas du parc, a une influence marquée sur l'état des contraintes et des pressions interstitielles et l'ampleur des déplacements verticaux générés. La simulation des conditions non saturées a toutefois été réalisée en adoptant certaines hypothèses et simplifications particulières ; d'autres simulations plus réalistes seraient nécessaires pour mieux évaluer cet aspect.

La présence du tapis drainant à la base du parc n'a pas d'incidence sur l'état des contraintes ou sur les déplacements simulés, mais il permet une dissipation des surpressions interstitielles et une consolidation plus rapide sur tout le parc.

L'ensemble des résultats issus de ce projet devrait être utile pour aider à mieux comprendre le comportement des résidus miniers à proximité des inclusions de roches stériles. Ceci fait partie du processus en cours visant à améliorer les techniques d'analyse et de conception de tels ouvrages.

7.1.2 Recommandations

En compléments de cette étude et des résultats d'autres études portant sur le drainage et la consolidation à proximité d'une inclusion drainante (Jaouhar, 2012; L. Bolduc, 2012; Saleh-Mbemba, 2016), il est recommandé de mener des travaux additionnels selon les axes suivants :

- Évaluer expérimentalement, de façon plus précise, l'ampleur et l'effet de la friction entre le piston, les résidus et la paroi de la colonne sur les résultats des essais de compression en colonne, et déterminer les causes de la phase de tassement quasi-instantanée mesurée par le LVDT au début de chacun des paliers de chargement.
- Poursuivre la validation des résultats des simulations numériques (pressions d'eau, déplacements, contraintes) à l'aide d'essais au laboratoire sur des modèles physiques qui représentent une portion du parc à résidus avec IRS, sous conditions contrôlées (comme ceux menés par Saleh-Mbemba, 2016).
- Évaluer et valider à l'aide de résultats expérimentaux quelles lois de comportement (par exemple modèle EP et CCM) sont les mieux adaptées à décrire la dissipation des pressions interstitielles et les déplacements dans les résidus miniers déposés à proximité d'une inclusion drainante.
- Valider l'applicabilité des sondes de teneur en eau pour évaluer l'indice des vides et donc le tassement dans des résidus miniers saturés à l'aide d'essais expérimentaux de laboratoire et déterminer la méthode de calibration des sondes dans cette optique (suite aux travaux de Saleh-Mbemba et Aubertin (2018)).
- Poursuivre les mesures et l'enregistrement des données (pressions d'eau interstitielles, teneur en eau volumique, succions) dans le parc à résidus de la mine Canadian Malartic de manière à confirmer les tendances préliminaires observées et préciser le comportement des résidus à long terme. L'ajout de mesures directes du tassement serait aussi utile.
- Étudier numériquement la déposition de résidus miniers sous des conditions hydrauliques plus réalistes, entraînant par exemple des accumulations d'eau ou des phénomènes locaux de dessiccation à la surface du parc (tels qu'observés sur le terrain), en ajoutant l'effet de l'évaporation et des précipitations.
- Étudier numériquement la déposition de résidus miniers à partir de simulations menées avec un maillage plus fin à proximité des inclusions drainantes.
- Étudier numériquement et expérimentalement l'effet de la migration des particules fines dans l'IRS (projet en cours mené par K. Essayad).

BIBLIOGRAPHIE

Alonso, E. E., Gens, A., et Josa, A. (1990). A Constitutive Model for Partially Saturated Soils. Geotechnique, 40(3), 405-430. doi:10.1680/geot.1990.40.3.405

Anterrieu, O., Chouteau, M., et Aubertin, M. (2010). Geophysical characterization of the large-scale internal structure of a waste rock pile from a hard rock mine. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 69(4), 533-548. doi:10.1007/s10064-010-0264-4

Archambault-Alwin, X. (2017). Évaluation de comportement dynamique et de la résistance cyclique des résidus miniers. Mémoire de maîtrise en sciences appliquées, École Polytechnique de Montréal, Département des génies civil, géologique et des mines.

ASTM (2009). Standard Test Methods for Determination of the Soil Water Characteristic Curve for Desorption Using Hanging Column, Pressure Extractor, Chilled Mirror Hygrometer, or Centrifuge. USA/D6836-02.

ASTM (2013). Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading. USA/D2435.

ASTM (2016a). Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils. USA/D422-63.

ASTM (2016b). Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort. USA/D1557-12.

ASTM (2016c). Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass (2010). USA/D2216-10.

ASTM (2016d). Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. USA/D4318-10.

ASTM (2016e). Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter. USA/D5084-16a.

ASTM (2016f). Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. USA/D854-14.

Aubertin, M., Bussière, B., et Bernier, L. (2002a). Environnement et gestion des rejets miniers. Manuel sur Cédérom. Presses Internationales Polytechnique, Bibliothèque Nationale du Canada. ISBN 2-663-01030-3.

Aubertin, M., Bussière, B., James, M., Jaouhar, E. M., Martin, V., Pépin, N., Chapuis, R. P. (2011). Vers une mise à jour des critères de stabilité géotechnique pour la conception des ouvrages de retenue de résidus miniers. Communication présentée au Symposium sur les Mines et l'Environnement, Rouyn-Noranda, Canada, CIM, CD Rom.

Aubertin, M., Bussière, B., James, M., Mbonimpa, M., et Chapuis, R. P. (2013). Revue de divers aspects liés à la stabilité géotechnique des ouvrages de retenue de résidus miniers (Partie 1). Déchets Sciences et Techniques (64).

Aubertin, M., Fala, O., Molson, J., Chouteau, M., Anterrieu, O., Hernandez Orellana, A. M., Chapuis, R. P., Bussière, B., Lahmira, B. et Lefebvre, R. (2008). Caractérisation du comportement hydrogéologique et géochimique des haldes à stériles. Communication présentée au Symposium 2008 sur l'environnement et les mines, Canada.

Aubertin, M., Fala, O., Molson, J., Gamache-Rochette, A., Lahmira, B., Martin, V., Lefebvre, V., Bussière, B., Chapuis, R. P., et Chouteau, M. (2005). Évaluation du comportement hydrogéologique et géochimique des haldes à stériles. Communication présentée au Symposium 2005 sur l'environnement et les mines, Canada. (15-18).

Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussière, B., et Chapuis, R. P. (2003). A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. Canadian Geotechnical Journal, 40(6), 1104-1122. doi:10.1139/t03-054

Aubertin, M., Mbonimpa, M., Jolette, D., Bussière, B., Chapuis, R. P., James, M., et Riffon, O. (2002b). Stabilité géotechnique des ouvrages de retenue pour les résidus miniers: problèmes persistants et méthodes de contrôle. Communication présentée au Symposium: Environnement et les mines: Défis et Perspectives, Rouyn-Noranda (526-552).

Azam, S., et Li, Q. (2010). Tailings dam failures: a review of the last one hundred years. Geotechnical News, 28(4), 50-54.

Barron, R. A. (1948). Consolidation of fine-grained soils by drain wells. American Society of Civil Engineers, 811-835.

Bowles, J. E. (1978). Engineering Properties of Soils and Their Measurement (Second Edition): McGraw-Hill, NY.

Bowles, J. E. (1984). Physical and geotechnical Properties of (Second Edition): McGraw-Hill, NY, 578 p.

Bowles, J. E. (1996). Foundation analysis and design: McGraw-hill, NY.

Bréard Lanoix, M.-L. (2017). Caractérisation des propriétés hydrogéologiques de la couche de contrôle des écoulements placée sur la halde à stériles expérimentale à la mine du lac Tio. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.

Burdine, N.T. (1953). Relative permeability calculations from pore-size distribution data. Transaction of the American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers, 198: 71-77.

Bussière, B. (2007). Colloquium 2004: Hydrogeotechnical properties of hard rock tailings from metal mines and emerging geoenvironmental disposal approaches. Canadian Geotechnical Journal, 44(9), 1019-1052. doi:10.1139/t07-040.

Canadian Malartic. (2016). Rapport de responsabilité sociale 2016. 111 p.

Chapuis, R. P. (2007). Guide des essais de pompage et leurs interprétations [Guide to pumping tests and their interpretation]. Canada. Bibliotheque et archives nationales du Québec. ISBN 978-2-550-50664-5.

Chapuis, R. P., et Aubertin, M. (2003). On the use of the Kozeny-Carman equation to predict the hydraulic conductivity of soils. Canadian Geotechnical Journal, 40(3), 616-628. doi:10.1139/t03-013.

Childs, E.C., et Collis-George, G.N. (1950). The permability of porous materials. Proceedings of the Royal Society of London, Series A, 201: 392-405.

Contreras, C. (2013). Comportement dynamique du sol pulvérulent résidus miniers. Mémoire de maîtrise en sciences appliquées, École Polytechnique de Montréal, Département des génies civil, géologique et des mines.

Davies, M., Martin, T., et Lighthall, P. (2000). Mine tailings dams: when things go wrong. Tailings Dams, 261-273.

Decagon. (2016a). 5TE Sensor Volumetric Water Content, Electrical Conductivity, and Temperature.

Decagon. (2016b). MPS2 and MPS6 Dielectric Water Potential Sensors Operator's Manual.

Delage, P., et Cui, Y.-J. (2000). L'eau dans les sols non saturés. Techniques de l'ingénieur, 1, 1-20.

Doucet, K., Pépin, N., Kissiova, M., et Pednault, C. (2015). Thickened tailings characterization program for a tailings storage facility desing update - case study. Communication présentée à Tailings and Mine Waste, Vancouver, BC.

Duncan, J. M., et Bursey, A. (2013). Soil modulus correlations. Dans Foundation Engineering in the Face of Uncertainty: Honoring Fred H. Kulhawy (p. 321-336).

El Mkadmi, N. (2012). Simulations du comportement géotechnique des remblais dans les chantiers miniers: effets du drainage et de la consolidation. Mémoire de maîtrise en sciences appliquées, École Polytechnique de Montréal, Département des génies civil, géologique et des mines.

Ellithy, G. (2017). A Spreadsheet for Estimating Soil Water Characteristic Curves (SWCC). US Army Engineer Research and Development Center CEERD-IS-L Vicksburg United States.

Essayad, K. (2015). Développement de protocoles expérimentaux pour caractériser la consolidation de résidus miniers saturés et non saturés à partir d'essais de compression en colonne. Mémoire de maîtrise en sciences appliquées, École Polytechnique de Montréal, Département des génies civil, géologique et des mines.

Essayad, K. (2019). Étude de mouvement des fines particules des résidus à travers les pores des roches stériles et leur effet sur le comportement hydrogéotechnique des inclusions. Thèse de doctorat en génie minéral (à paraître), École Polytechnique de Montréal, Canada.

Essayad, K., Aubertin, M., et James, M. (2016). A laboratory study of tailings consolidation under positive and negative pore water pressures. Communication présentée à GeoVancouver 2016, Vancouver, BC, Canada.

Ferdosi, B., James, M., et Aubertin, M. (2013). Numerical modeling of the post-liquefaction consolidation of tailings. Proceedings of GeoMontreal 2013.

Ferdosi, B., James, M., et Aubertin, M. (2014). Numerical modeling of seismic table testing of tailings with and without inclusion. Proceedings of GeoRegina 2014.

Fredlund, D. G. (2006). Unsaturated soil mechanics in engineering practice. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 132(3), 286-321.

Fredlund, D. G., et Rahardjo, H. (1993). Soil mechanics for unsaturated soils: John Wiley et Sons.

Fredlund, D. G., et Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. Canadian geotechnical journal, 31(4), 521-532.

Fredlund, D. G., Rahardjo, H., et Fredlund, M. D. (2012). Unsaturated soil mechanics in engineering practice: John Wiley et Sons.

Fredlund, D. G., Xing, A., et Huang, S. (1994). Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal, 31(4), 533-546.

Geo-Slope. (2013). Stress-deformation modeling with SIGMA/W 2007: An Engineering Methodology (Fourth Edition.). Calgary, Alberta: Geo-Slope International Ltd.

Gibson, R. (1958). The progress of consolidation in a clay layer increasing in thickness with time. Geotechnique, 8(4), 171-182.

Grimard, L.-P. (2018). Une étude en laboratoire sur la réponse des résidus miniers aux charges compressives non drainées et aux pertes de confinement avec caractérisation par vitesse des ondes de cisaillement. Mémoire de maîtrise en sciences appliquées, École Polytechnique de Montréal, Département des génies civil, géologique et des mines.

Hansbo, S. (1981). Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains. Communication présentée à Proc. of 10th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, Netherlands (vol. 3, p. 677-682).

Holtz, R. D., et Kovacs, W. D. (1991). Introduction à la géotechnique: Presses inter Polytechnique.

ICOLD. (2001). Tailings Dams - Risk of Dangerous Occurrences, Lessons learnt from Practical Esperiences. Paris: Commission Internationale des Grands Barrages.

James, M. (2009). The Use of Waste Rock Inclusions to Control the effects of Liquefaction in Tailings Impoundments. Thèse de Doctorat en génie minéral, École Polytechnique de Montréal Montreal, Canada.

James, M., Aubertin, M., Bussière, B., Pednault, C., Pépin, N., et Limoges, M. (2017). A research project on the use of waste rock inclusions to improve the performance of tailings impoundments. Communication présentée à GeoOttawa 2017.

James, M., et Aubertin, M. (2009). The use of waste rock inclusions in tailings impoundments to improve geotechnical and environmental performance. Communication présentée à Tailings and Mine Waste 2009 (p. 233-245).

James, M., et Aubertin, M. (2010). Waste Geotechnics on the Dynamic Response of Tailings and the Stability of Tailings Impoundments for Hard Rock Mines. Geotechnical News, 28(3), 39.

James, M., et Aubertin, M. (2012). The use of waste rock inclusions to improve the seismic stability of tailings impoundments. Communication présentée à GeoCongress 2012 : State of the Art and Practice in Geotechnical Engineering, 4166-4175.

Jaouhar, E. M. (2012). Analyse de l'effet d'inclusions drainantes sur la consolidation de sols fins et de résidus miniers. Mémoire de maîtrise en sciences appliquées, École Polytechnique de Montréal, Département des génies civil, géologique et des mines.

Jaouhar, E. M., Aubertin, M., et James, M. (2013). The effect of tailings properties on their consolidation near waste rock inclusions. Communication présentée à GeoMontréal 2013, Montréal, Canada.

L. Bolduc, F. (2012). Une étude sur l'utilisation des roches stériles comme inclusions drainantes dans les résidus miniers. Mémoire de maîtrise en sciences appliquées, École Polytechnique de Montréal, Département des génies civil, géologique et des mines.

L. Bolduc, F., et Aubertin, M. (2014). Numerical investigation of the influence of waste rock inclusions on tailings consolidation. Canadian Geotechnical Journal, 51(9), 1021-1032. doi:10.1139/cgj-2013-0137

Ladd, C. C. (1971). Strength parameters and stress-strain behavior of saturated clays: Massachusetts Institute of Technology.

Leo, C. J. (2004). Equal Strain Consolidation by Vertical Drains. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(3), 316-327. doi:10.1061/(asce)1090-0241(2004)130:3(316)

Li, L., et Aubertin, M. (2009). A three-dimensional analysis of the total and effective stresses in submerged backfilled stopes. Geotechnical and Geological Engineering, 27(4), 559-569.

Magnan, J.-P. (1983). Théorie et pratique des drains verticaux: Tech. et Documentation.

Magnan, J.-P. (2000). Déformabilité des sols. Tassements. Consolidation: Ed. Techniques Ingénieur.

Mbonimpa, M., Aubertin, M., Chapuis, R. P., et Bussière, B. (2002). Practical Pedotransfer Functions for Estimating the Saturated Hydraulic Conductivity. Geotechnical and Geological Engineering, 20(3), 235-259. doi:10.1023/a:1016046214724

Mbonimpa, M., Aubertin, M., et Bussière, B. (2006). Predicting the unsaturated hydraulic conductivity of granular soils from basic geotechnical properties using the modified Kovacs (MK) model and statistical models. Canadian Geotechnical Journal, 43(8), 773-787.

McKeown, R., Barbour, L., Rowlett, D., et Herasymuik, G. (2000). Characterization of the grain-size distribution for waste rock from metal mines: A review of the existing data and an evaluation of the implications for hydrogeologic behavior. Communication présentée à CSCE Annual Conference, London, Ontario, 2000, Proceedings (p. 198-202).

Mitchell, J. K., et Soga, K. (2005). Fundamentals of soil behavior (vol. 3): John Wiley et Sons New York.

Mualem, Y. (1976). A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. Water Resources Research, 12:513-522.

Narvaez, B. (2013). Étude expérimentale de la résistance en traction de résidus miniers non saturés à l'aide d'essais de flexion. Mémoire de maîtrise en sciences appliquées, École Polytechnique de Montréal, Département des génies civil, géologique et des mines.

Opris, R.-I. (2017). Caractérisation de résidus miniers à l'aide d'essais de pénétration au cône. Mémoire de maîtrise en sciences appliquées, École Polytechnique de Montréal, Département des génies civil, géologique et des mines.

Pabst, T. (2011). Étude expérimentale et numérique du comportement hydro-géochimique de recouvrements placés sur des résidus sulfureux partiellement oxydés. Thèse de doctorat en génie minéral, École Polytechnique de Montréal, Canada.

Pedroni, L. (2011). Étude expérimentale et numérique de la sédimentation et de la consolidation des boues de traitement des eaux acides. Thèse de doctorat en génie minéral, École Polytechnique de Montréal, Canada.

Pépin, N. (2010). Étude du comportement cyclique de résidus miniers avec inclusions drainantes par des essais sur table sismique. Mémoire de maîtrise en sciences appliquées, École Polytechnique de Montréal, Département des génies civil, géologique et des mines.

Pépin, N., Aubertin, M., et James, M. (2012a). Seismic table investigation of the effect of inclusions on the cyclic behaviour of tailings. Canadian Geotechnical Journal, 49(4), 416-426. doi:10.1139/T2012-009

Pépin, N., Aubertin, M., James, M., et Leclerc, M. (2012b). Seismic simulator testing to investigate the cyclic behavior of tailings in an instrumented rigid box. Geotechnical Testing Journal, 35(3), 469-479. Tiré de <Go to ISI>://WOS:000304074000010

Peregoedova, A. (2012). Étude expérimentale des propriétés hydrogéologiques des roches stériles à une échelle intermédiaire de laboratoire. Mémoire de maîtrise en sciences appliquées, École Polytechnique de Montréal, Département des génies civil, géologique et des mines.

Poncelet, N. (2012). Élaboration et implémentation d'un protocole de laboratoire pour l'étude du potentiel de liquéfaction de résidus miniers. Mémoire de maîtrise en sciences appliquées, École Polytechnique de Montréal, Département des génies civil, géologique et des mines.

Potts, D., et Zdravkovic, L. (1999). Finite element analysis in geotechnical engineering: theory. Imperial College of Science, Technology and Medicine: Thomas Telford Publishing.

Rico, M., Benito, G., Salgueiro, A., Díez-Herrero, A., et Pereira, H. (2008). Reported tailings dam failures: A review of the European incidents in the worldwide context. Journal of hazardous materials, 152(2), 846-852.

RSTInstruments. (2013). Vibrating Wire Piezometer Model VW2100 Instruction Manual.

Saleh-Mbemba, F. (2010). Évaluation de la dessication, du retrait et de la fissuration des matériaux silteux peu plastiques. Mémoire de maîtrise en sciences appliquées, École Polytechnique de Montréal, Département des génies civil, géologique et des mines.

Saleh-Mbemba, F. (2016). Analyse et optimisation de la performance des inclusions rigides durant la consolidation, le drainage et la dessication des résidus miniers. Thèse de doctorat en génie minéral, École Polytechnique de Montréal, Canada.

Saleh-Mbemba, F., et Aubertin, M. (2018). Characterization of Self-Weight Consolidation of Fine-Grained Mine Tailings Using Moisture Sensors. Geotechnical Testing Journal, 41(3).

Smith, G. N. (1990). Elements of Soil Mechanics (Sixthe éd.): BSP Professional Books.

van Genuchten, M. T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil science society of America journal, 44(5), 892-898.

Vick, S. G. (1990). Planning, design, and analysis of tailings dams. New York: NY : John Wiley Interscience.

Zheng, J., Li, L., Mbonimpa, M., et Pabst, T. (2017). An Analytical Solution of Gibson's Model for Estimating Pore Water Pressures in Accreting Deposition of Slurried Material Under One-Dimensional Self-Weight Consolidation. Part II: Impervious Base. Indian Geotechnical Journal. doi:10.1007/s40098-017-0242-x

ANNEXE A – MÉTHODOLOGIE ET INSTRUMENTATION DES ESSAIS DE CONSOLIDATION (TIRÉ DE ESSAYAD 2015)

Instrumentation

La colonne utilisée dans ce projet, et dans celui de Essayad (2015), pour les essais de compression a fait objet d'une instrumentation avec un ensemble d'équipements pour mesurer la compressibilité et la dissipation des surpressions interstitielles, tel que décrit ici (tiré de Essayad, 2015). Les techniques d'installation et de calibration sont également détaillées.

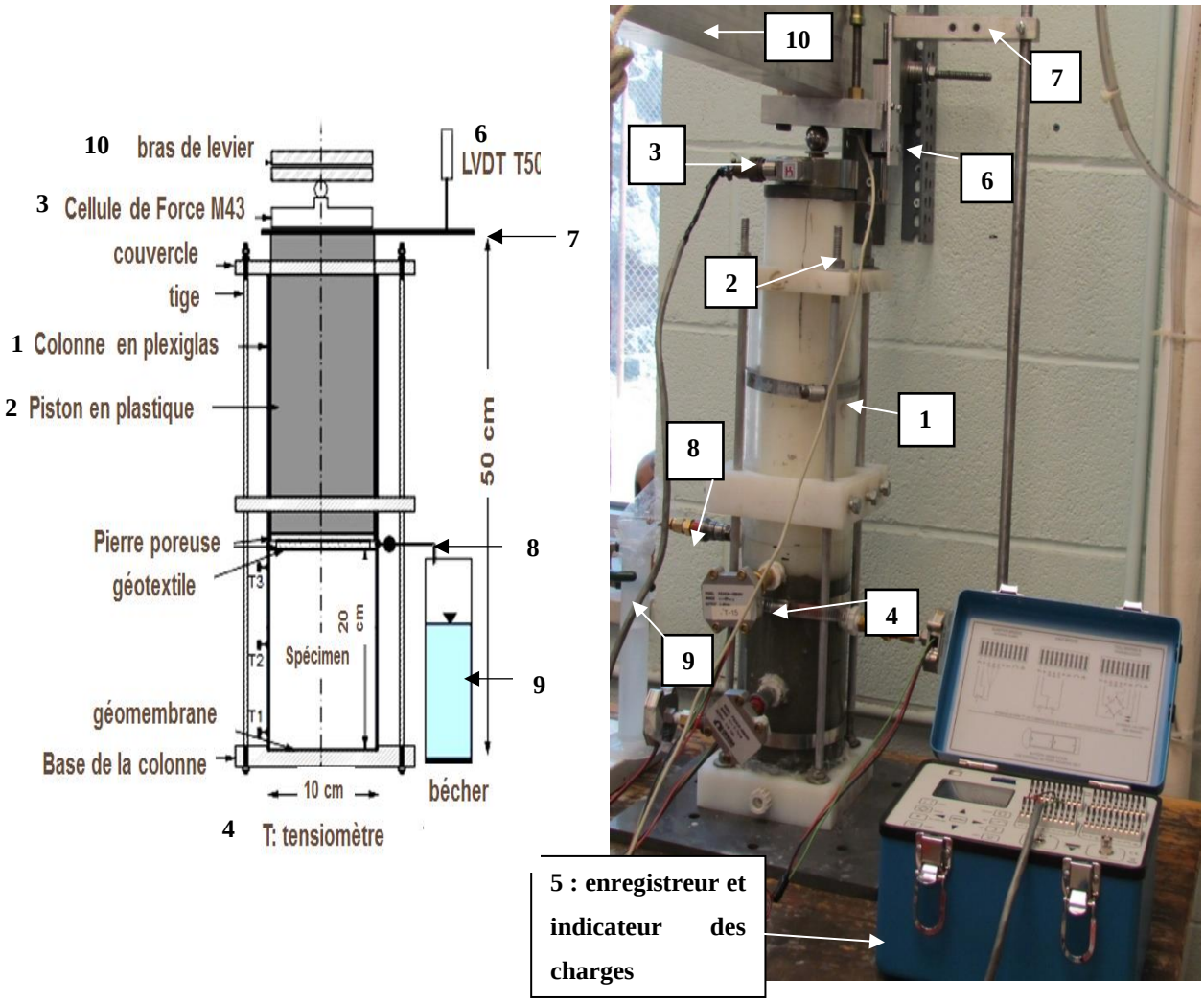


Figure A. 1: Dispositif expérimental utilisé pour les essais de compression en colonne instrumentée sous des conditions saturées; les composantes sont identifiées dans le texte (Essayad, 2015).

- **Capteur de déplacement :**

Les mesures des déplacements verticaux sont mesurées avec un LVDT de type T50 fabriqué par Novotechnic et fourni par Hoskin scientifique. Ce capteur permet de mesurer les déplacements qui se produisent lors d'un chargement ou déchargement de l'échantillon. L'intervalle de mesure du déplacement va de 0 à 50 mm avec un degré de précision de +/- 0,1%. Le voltage d'excitation utilisé est de 6,5 volts. Deux câbles de connexion (brun et orange) sont branchés au générateur de voltage, l'autre câble (rouge) est lié directement à la carte d'acquisition des données. La Figure A. 2 montre les composantes associées au LVDT-T50 (Novotechnic), ainsi que le mode de fixation sur un support vertical au-dessus du cylindre.

La procédure de calibration du capteur de déplacement est appliquée pour déterminer la relation linéaire entre les valeurs du voltage à la sortie et les déplacements qui se produisent lors des essais. Cette relation est exprimée par une équation linéaire permettant de convertir les lectures du capteur de déplacement en unités de déplacement (mm, cm). On a procédé à la calibration du capteur LVDT T50 selon la norme ASTM-D6027 (2015) par la méthode A. Il s'agit d'utiliser des plaquettes métalliques d'épaisseurs connues lors de la calibration. Les voltages de sortie pour chaque mesure sont enregistrés par un logiciel d'acquisition des données, LabVIEW 2015.

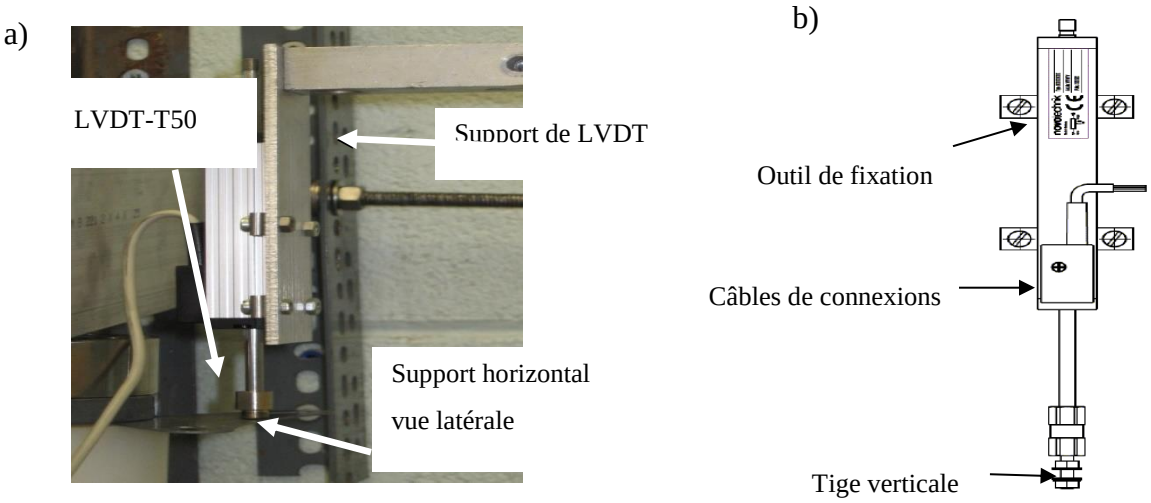


Figure A. 2: Photo de la fixation du LVDT T50 (a) avec un schéma descriptif (b) (Essayad, 2015).

- **Capteurs des pressions interstitielles**

La mesure des pressions interstitielles a nécessité l'utilisation des capteurs de pression. La sélection des capteurs s'est faite en fonction du type de mesures à effectuer (pressions d'eau positive ou négative) et des valeurs des pressions d'eau extrêmes à mesurer. Les deux protocoles expérimentaux des essais saturés et non saturés requièrent une mesure des pressions d'eau interstitielles positives et négative. On a choisi des tensiomètres bidirectionnels de type Omega, avec quatre capteurs de la série PX243-15BG (+/- 15 psi, ou +/- 103,4 kPa) et quatre capteurs de la série PX243-5BG (+/- 5 psi, ou +/-34,47 kPa).

Ces tensiomètres sont capables de faire une mesure des pressions d'eau positives ou négatives produisant un voltage de sortie. Les tensiomètres Omega sont excités et calibrés sous une tension d'entrée de 8,00 V ±0,01 V; les valeurs mesurées sont présentées avec une incertitude de +/- 0,1%.

Le branchement des tensiomètres comprend un adaptateur en laiton (B-4-RA-2, Brass Reducing adapter, 1/4 in. FNPT -1/8 in. MNPT Swagelok®) et une connexion mâle rapide (B-QC4-D-400, Brass Quick Connect Stem, 1/4 in.Tube, w/ Valve Swagelok®), tel que illustré à la Figure A. 3 Les tensiomètres sont branchés à la colonne par un port connecteur.

.

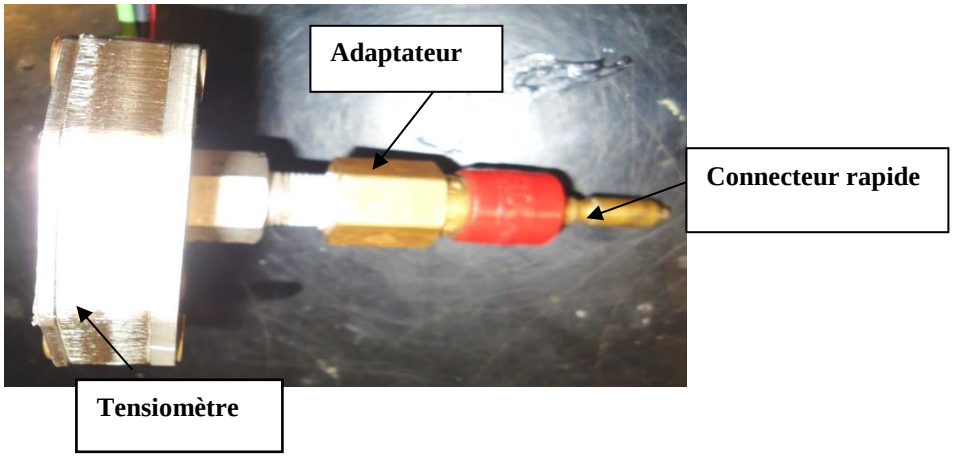


Figure A. 3: Mode de branchement d'un tensiomètre avec un connecteur rapide (Essayad, 2015).

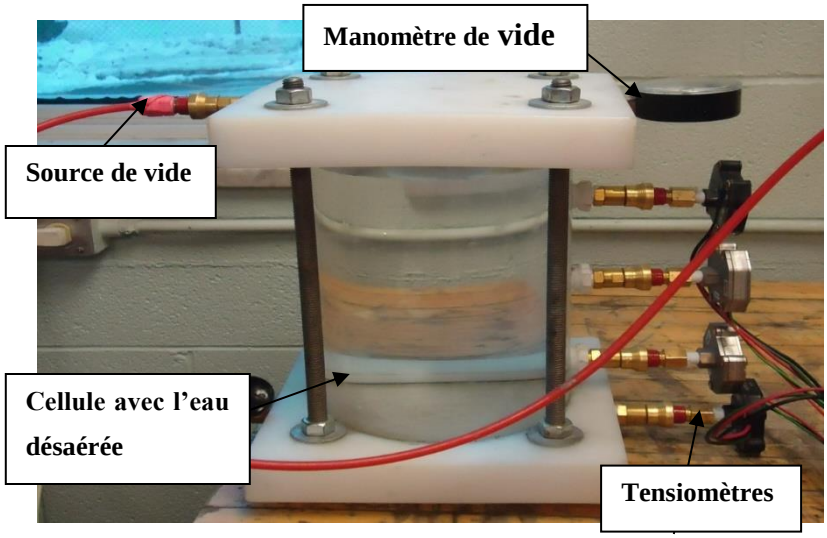


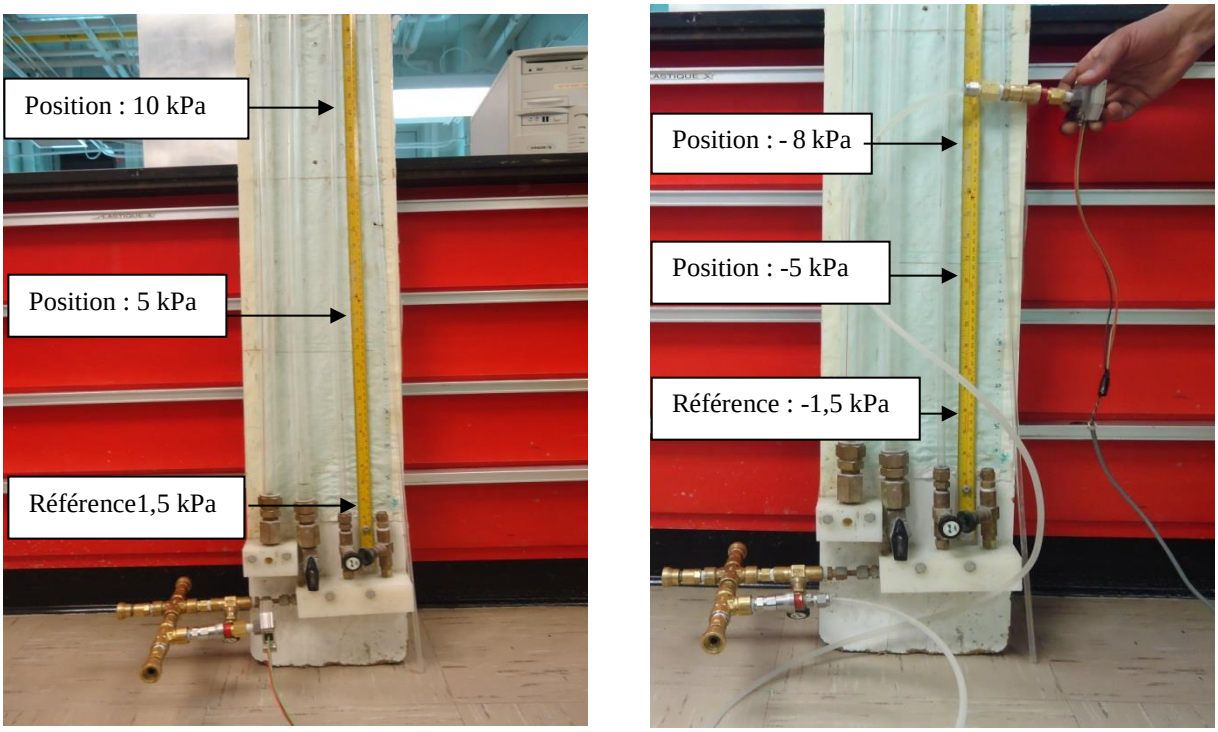
Figure A. 4: Cellule de saturation des tensiomètres sous vide (Essayad, (2015).

À l'intérieur de ce port connecteur, on met un filtre en cigarette saturée pour éviter le colmatage du Quick connect et pour assurer une continuité hydraulique entre l'eau interstitielle et l'eau qui remplit le système de branchement du tensiomètre. Avant de procéder à la calibration, on branche d'abord les tensiomètres dans une cellule remplie d'eau désaérée, puis on applique un vide sur la cellule pendant 24 h, tel qu'illustré dans la Figure A. 4. Cette technique permet la saturation des tensiomètres et une élimination des bulles d'air occluses à l'intérieur du système de branchement. Une saturation complète des tensiomètres permet d'obtenir des mesures précises

La procédure de calibration des tensiomètres est utilisée pour déterminer la relation linéaire entre la tension de sortie et les pressions interstitielles lors des essais de compression à l'état saturé et non saturé. Ceci permet de convertir les lectures reçues au système d'acquisition en unités de pression interstitielles (kPa). Les tensiomètres utilisés dans ces essais ont été calibrés autant en pression positive que négative avec une excitation de 8 V.

La calibration des tensiomètres est réalisée selon la procédure décrite par Pabst, (2011). En pressions positives, il faut brancher un tensiomètre à la base d'un tube rempli d'eau. Le niveau d'eau atteint est mesuré par une échelle jusqu'à une hauteur 1,8 m (1m équivalent à 9,81 kPa), ce qu'est équivalent à 17,65 kPa ($u_w = \gamma_w$*h, avec poids volumique de l'eau γ_w = 9,81 kN/m3 et h (m)). La tension de sortie en voltage est enregistrée par l'application LabVIEW 2015. On diminue

le niveau d'eau pour chaque point, on note la tension à la sortie. On passe ensuite à la calibration des tensiomètres dans l'intervalle des succions, tel qu'il est illustré dans la Figure A. 5.



(a) (b)

Figure A. 5: dispositif de calibration des tensiomètres ; (a)intervalle des pressions d'eau positives;(b) intervalle des pressions d'eau négative (Essayad, 2015).

Les tensiomètres mesurent aussi des pressions d'eau interstitielles négatives (par rapport à la pression atmosphérique). La calibration dans l'intervalle des succions se fait à l'aide d'un tuyau saturé en eau désaérée. La hauteur d'eau de 0,15 m est considérée comme un niveau de référence ($u_w = \pm \gamma_w h$). On branche, le tensiomètre à un port connecteur. Ensuite, on déplace le tensiomètre au-dessus du niveau de référence (0,15 m) de tube dans les positions de calibration correspondant aux pressions d'eau 0,15, 0,5 et 0,81 m. La saturation et la calibration des tensiomètres ont été effectuées avant chaque essai.

- **Cellule de force :**

Afin de mesurer avec précision la charge verticale appliquée au cours des essais de compression, une cellule de force «Honeywell», modèle 43 a été utilisée pour convertir la force (par exemple un poids ou une masse) appliquée en signal électrique. La cellule de force M43 «Honeywell» a été

sélectionnée selon deux critères : le premier est la valeur maximale de la charge verticale à mesurer ; le second critère est le diamètre total de la cellule. Ce diamètre devait avoir une valeur proche de celle du diamètre du cylindre (100 mm), afin d'éviter les problèmes d'excentricité.

La cellule de force (ou de charge) utilisée a un diamètre total de 88,9 mm et une capacité maximale de 4,03 kN avec une précision de 0,1%. La Figure A. 6 montre les composantes de la cellule de forces M43 et leur dimension géométrique. Il s'agit d'une cellule de force ronde et aplatie (D1= 88,9 mm), munie d'un capteur (D2 = 17,53 mm) situé au centre, d'un connecteur de câbles avec un système de fixation constitué de trois trous. Lors du chargement, on applique le cadre en aluminium sur une bille sphérique au-dessus du capteur de la cellule de force pour mesurer la charge.

Un amplificateur est normalement nécessaire pour lire le signal délivré par la cellule. Pour cette raison, on a branché la cellule de charge «Honeywell» avec l'indicateur de charge P3 qui permet la conversion directe de la tension à la sortie en une valeur de la charge quantifiée en termes de masse, poids ou contrainte. La cellule de pression a été calibrée par le manufacturier pour les mesures de compression ou au déchargement.

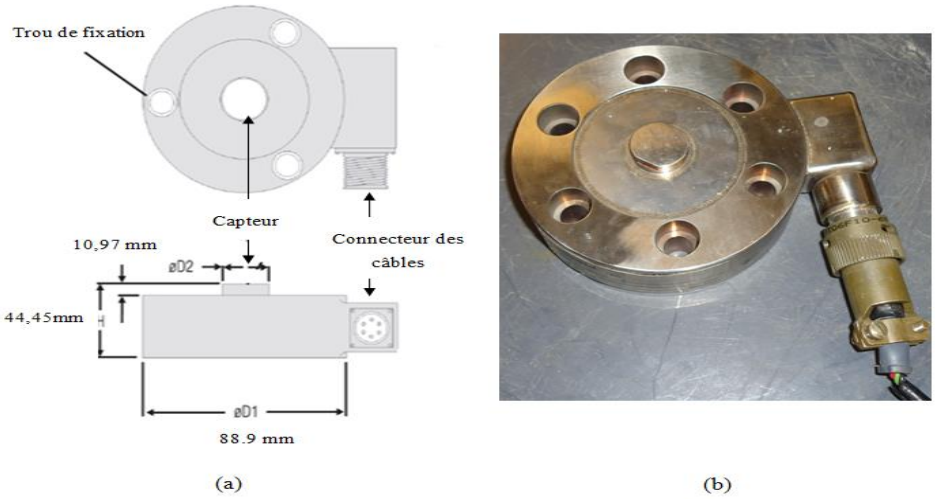


Figure A. 6: Cellule de charge «Honeywell, 2013»; (a) Schéma descriptif des composantes de la cellule; (b) Photo illustrative de la cellule M43 (Essayad, 2015).

- **Logiciel d'acquisition des données**

L'enregistrement automatique des données a été effectué à l'aide du logiciel LabVIEW (2015) « National Instruments » installé sur un ordinateur (Windows 7). Une carte d'acquisition électronique de type « National Instruments » a été utilisée pour faire la lecture des signaux électriques reçu des instruments de mesures.

Trois tensiomètres sont branchés en parallèle avec un générateur de voltage afin d'avoir le même voltage d'excitation (8V), tandis que le capteur de déplacement (LVDT T50) a été alimenté par un autre générateur dont le voltage d'excitation était de 6,5V, tel que montré à la Figure A. 7.

Chaque instrument de mesure a été branché en mode différentielle sur la carte d'acquisition pour mesurer la différence de potentiel à la sortie. Les signaux électriques ont été envoyés par la carte d'acquisition vers le logiciel LabVIEW afin d'être analysés et enregistrés. La carte d'acquisition est liée directement avec une unité centrale. La cellule de force est branchée avec l'indicateur de charge.

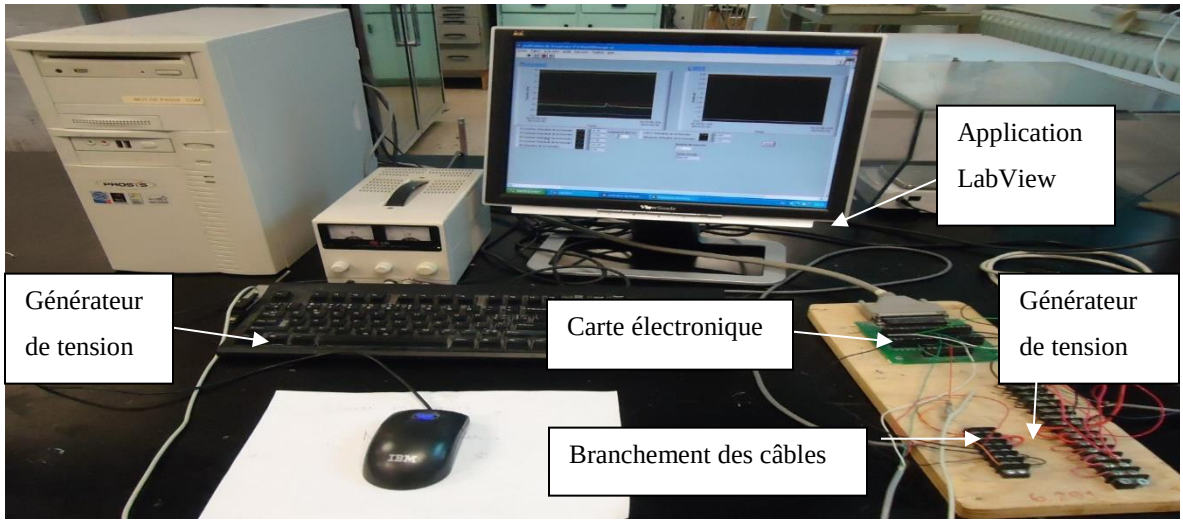


Figure A. 7: Dispositif d'acquisition automatique des données expérimentales (Essayad, 2015).

Procédure expérimentale pour les essais de compression à l'état saturée

Un protocole expérimental a été développé afin de mesurer les paramètres de compressibilité, incluant le coefficient de changement de volume (m_v), le coefficient de compressibilité (a_v) et l'indice de compression (C_c) à l'état saturé. Ce protocole permet également de mesurer la

dissipation des pressions interstitielles à différentes positions de l'échantillon. La compression secondaire a aussi été évaluée.

Le protocole expérimental a été appliqué selon les étapes suivantes :

- **Préparation de l'échantillon :**

Les échantillons ont été préparés à une teneur en eau w = 34,5%. Le choix de cette teneur en eau est basé sur les résultats obtenus par Poncelet (2012), permettant une saturation de l'échantillon, une élimination de la ségrégation, ainsi que le contrôle des déplacements verticaux lors de la mise en place dans une moule d'une cellule triaxiale. La densité de pulpe $\left(P\% = \frac{1}{1+w} * 100\right)$ équivalente à cette teneur en eau est 74,34%. La préparation des échantillons inclus aussi leur masse sèche pesée dans un contenant de laboratoire, l'évaluation de la masse d'eau (désaérée) nécessaire pour constituer un échantillon avec w = 34,5 %, et l'homogénéisation manuelle avant d'entamer la saturation.

- **Saturation de l'échantillon**

La saturation de l'échantillon a été effectuée dans une colonne développée par Poncelet (2012). La technique de saturation consiste à mettre en place les résidus miniers au sein d'un cylindre hermétiquement fermé. Le montage utilisé est muni d'un axe de rotation équipé de deux ailettes à la base et au milieu de la colonne. L'arbre rotatif est contrôlé par le moteur électrique d'une perceuse permettant l'homogénéisation et le brassage de l'échantillon sous une valeur de pression d'air négative de -95 kPa, tel qu'illustré à la Figure A. 8.

Cette technique permet l'expulsion des bulles d'air occlus dans l'échantillon, et d'augmenter le degré de saturation proche de 100%. Par précaution, la durée de l'étape de saturation a été prolongée de 60 min jusqu'à 150 min.

À la fin de la saturation de l'échantillon, une pression d'air positive de 50 kPa est appliquée pour récupérer l'échantillon saturé. La vérification du degré de saturation est effectuée par la mesure de la masse et du volume total ; on remplit les tares jusqu'au bout par les résidus miniers, puis on pèse la masse des tares remplies et on les met au four pendant 24 heures. Enfin, on pèse la masse des tares contenant les résidus séchés, ce qui donne la valeur de la teneur en eau, w.

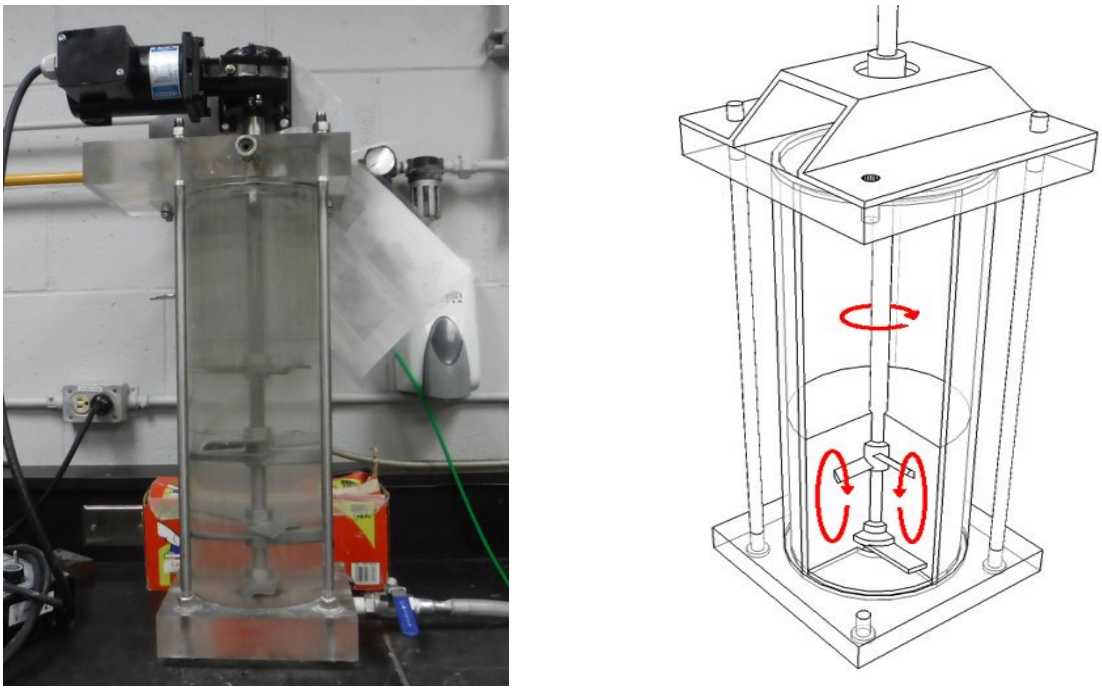


Figure A. 8: Aperçu du système de saturation des résidus miniers (adaptée de Poncelet, 2012; tirée de Essayad, 2015).

À partir des éléments mesurés, on peut évaluer le degré de saturation, S_r, selon les relations suivantes :

$$V_v = m'_w/\rho_w - \frac{m_s}{D_r \rho_w} \quad \text{A.1}$$

$$V_w = \frac{m_w}{\rho_w} \quad \text{A.2}$$

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad \text{A.3}$$

où V_v est le volume des vides des résidus; V_w le volume de l'eau interstitielle ;m'_w est la masse d'eau pour remplir la tare (dans le volume) ; m_w est la masse d'eau contenue dans l'échantillon prélevé ; m_s est la masse solide de l'échantillon de la tare; ρ_w=1 g/cm^3 la masse volumique de l'eau.

- **Mise en place de l'éprouvette**

Avant la déposition de l'échantillon, on pèse la colonne vide avec le filtre géotextile saturé. La mise en place de chaque éprouvette dans la colonne de compression a été effectuée après saturation complète des résidus. On remet alors le cylindre hermétique (Figure A. 9) sous pression

atmosphérique, on ferme la valve et on applique une pression d'air proche de 50 kPa, puis on fait tourner lentement l'axe de rotation et on procède à l'ouverture d'une vanne située sur le socle inférieur du dispositif. Cette vanne est branchée à un tuyau conduisant les résidus saturés vers la base de la colonne de compression. Cette technique de déposition des résidus sous l'eau désaérée permet de garder les résidus saturés lors du remplissage progressif de la colonne de compression. Dès qu'on atteint le niveau de remplissage requis à l'intérieur de la colonne, tel qu'illustré à la Figure A. 9.

On pompe l'eau en excès situé au-dessus de l'échantillon. On mesure alors la hauteur de l'échantillon (et la hauteur de la quantité d'eau excédentaire). On pèse la colonne avec des résidus saturés. On ajoute un filtre géotextile saturé au-dessus de l'éprouvette avant de passer à l'étape de chargement. On branche les tensiomètres pour mesurer les pressions interstitielles en excès, le capteur de déplacements. La cellule de force sera branchée au palier n°2.

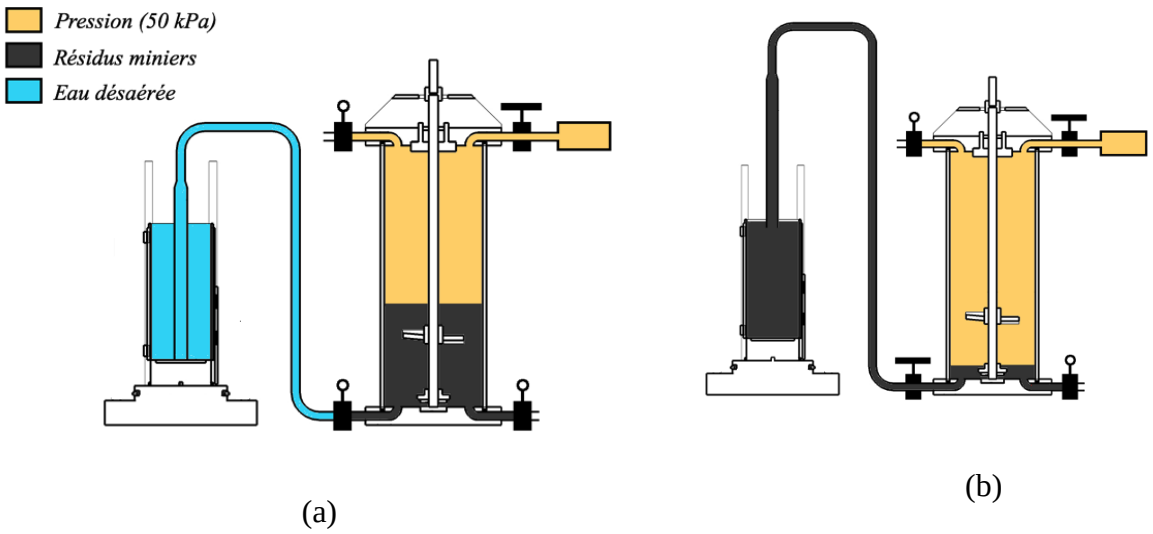


Figure A. 9: Méthode de mise en place des résidus miniers saturés dans la colonne de compression ; a) colonne remplie (d'eau désaérée); b) déposition des résidus (adapté de Poncelet, 2012; tiré de Essayad, 2015).

- **Application de la charge axiale :**

On applique d'abord un incrément de charge initial avec l'ajout du cylindre de plastique plein (2,29 kg). Ce cylindre est appuyé sur l'éprouvette de telle sorte que la surcharge soit transférée sur la surface totale des résidus (via les plaques poreuses). Le capteur de déplacement est fixé sur une plaque en aluminium collée sur le dessus du cylindre. Cela permet de mesurer les déplacements

verticaux. La méthode permet de mesurer les tassements ainsi que les pressions interstitielles dans les résidus à l'état lâche sous une faible contrainte. Une sortie avec un connecteur rapide garde la charge hydraulique constante au-dessus de l'échantillon au lieu de laisser le niveau d'eau augmente.

Le connecteur rapide est en contact direct avec la pression atmosphérique et conduit l'eau drainée hors la colonne afin de maintenir la pression d'eau. Cette technique permet la récupération et la mesure de la quantité d'eau drainée dans un bécher après l'application de chaque palier de chargement.

Le deuxième palier de chargement est appliqué avec la mise en place de la cellule de force (M43) au-dessus du cylindre en plastique. Avant d'appliquer la charge via le bras de levier, on place une bille sphérique sur le capteur de la cellule de force qui mesure la charge verticale transférée vers la surface de l'échantillon. Le bras de levier transfère la charge à l'aide d'un support de fixation au-dessus de la bille sphérique afin d'assurer un incrément de charge vertical (axial). La lecture de la charge appliquée se fait directement sur l'enregistreur de l'indicateur de charge Modèle P3 en kilogramme, puis on la convertit en kPa à partir de l'aire de la surface de l'éprouvette du cylindre.

Les derniers paliers de chargement sont appliqués par l'ajout de poids (disque). Les paliers de chargement vont de 3 kPa à 530 kPa. La durée de chaque palier est 24 heures. Le passage d'un palier de chargement à un autre ne s'effectue qu'après une dissipation des pressions interstitielles en excès (et la mesure des paramètres de compression secondaire).

- **Démontage de la colonne de consolidation :**

La fin de l'essai de consolidation suit le dernier palier de rechargement. Le démontage de la colonne a été effectué selon les recommandations de la norme ASTM-D2435. On procède par un déchargement progressif de l'échantillon jusqu'à une valeur de 5 kPa (contrainte totale). Cela permet d'éviter le gonflement durant le démantèlement de l'échantillon puis on récupère l'éprouvette rapidement. À la fin, on note la hauteur de l'éprouvette et on mesure la masse finale humide, puis on le met au four afin d'évaluer la teneur en eau finale.

La masse sèche, M_d, de l'éprouvette peut être calculée selon l'équation suivante :

$$M_d = \frac{M_{Tf}}{1 + w_f} \qquad \text{A.4}$$

- M_{Tf} : Masse humide finale (g) ;
- w_f: Teneur en eau finale (%).

La masse sèche, M_d, permet de calculer la hauteur solide (H_s). Ce paramètre a été utilisé pour calculer l'indice des vides initial (e_0) et l'indice des vides final (e_f) pour chaque palier, le degré de saturation initial (S_0) et le degré de saturation final (S_f), selon la norme ASTM-D2435.

On calcule d'abord le volume solide (V_s en cm^3) comme suit :

$$V_s = \frac{M_d}{D_r \rho_w} \qquad \text{A.5}$$

On obtient la hauteur solide (H_s, cm) :

$$H_s = \frac{V_S}{A} \qquad \text{A.6}$$

On peut calculer l'indice des vides initial (e_0), l'indice des vides final (e_f) pour chaque palier selon les formules suivantes :

$$e_0 = \frac{H_0 - H_s}{H_s} \qquad \text{A.7}$$

$$e_f = \frac{H_f - H_s}{H_s} \qquad \text{A.8}$$

$$H_s = \frac{V_S}{A} \qquad \text{A.9}$$

avec H_0 est la hauteur initiale ; H_f est la hauteur finale. La hauteur finale de l'échantillon est la différence entre la hauteur initiale et les déplacements mesurés (ΔH) :

$$H_f = H_0 - \Delta H \qquad \text{A.10}$$

Le degré de saturation initial (S_0, %) et le degré de saturation final ($S_{f,\,\%}$) sont évalués selon les formules suivantes :

$$S_0 = \frac{M_{T0} - M_d}{A\rho_w(H_0 - H_s)} * 100\% \qquad \text{A.11}$$

$$S_f = \frac{M_{Tf} - M_d}{A\rho_w(H_f - H_s)} * 100\ \% \qquad \text{A.12}$$

ANNEXE B – RAPPORTS DE FORAGE

Projet	par / date	rév. par / date	Forage
RDC Inclusions / Instrumentation **Mine Canadian Malartic**	M. James 21 juil. 2016	G. Boudrias 2 août 2016	**PZ-IRME-05**

Société :	Downing Estate Drilling	Marteau :	Automatique	Élevation :	347.499
Apareil :	CME-56 monté sur chenilles	Coordonnées :	E: 715585.328	N :	5332624.736

Méthode de forage	de (m) :	à (m):	Prof. d'eau (m)	Heure	Date
Tarière à tige creuse (8")	0.00	1.00	0.000	Fin du forage	2016-07-21
Cuvelage type H	1.00	19.81			

Prof. (m) (pi)	Échantillons N°	Type	%	N ou RQD	Lith.	Conditions souterraines
0 0						Début du forage : 2016-07-21 7 h 30 (FF)
0.5 1.6						**Roches stériles (ENROCHEMENT)** Compact, gris, sec à saturé, diamètre allant jusqu'à 500 mm.
1.0 3.3						
1.5 4.9						
2.0 6.6						
2.5 8.2						
3.0 9.8						**Résidus miniers (SILT, ML)** Lâche, gris, saturé, un peu du sable fin.
3.5 11.5						
4.0 13.1						
4.5 14.8						
5.0 16.4						
5.5 18.0						
6.0 19.7						
6.5 21.3						
7.0 23.0						
7.5 24.6						
8.0 26.2						

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Notes :
Installation de 3 VWP (profondeurs 4.57 m, 13.72 m et 16.76 m) et de 1 sonde 5TE (profondeur 4.57 m) dans le trou de forage.

Page 1 de 3

Projet	par / date	rév. par / date	Forage
RDC Inclusions / Instrumentation **Mine Canadian Malartic**	M. James 21 juil. 2016	G. Boudrias 2 août 2016	**PZ-IRME-05**

Prof. (m) (pi)	Échantillons N°	Type	%	N ou RQD	Lith.	Conditions souterraines (suite)
8.0 26.2						
8.5 27.9						**… Résidus miniers**
9.0 29.5						
9.5 31.2						
10.0 32.8						
10.5 34.4						
11.0 36.1						
11.5 37.7						
12.0 39.4						
12.5 41.0						
13.0 42.7						
13.5 44.3						
14.0 45.9						
14.5 47.6						
15.0 49.2	1	CF	100	31		Lentilles de glace (épaisseur allant jusqu'à 5 cm)
15.5 50.9						(PLUS DUR) **Ancien residus (?)**
16.0 52.5						
16.5 54.1						
17.0 55.8						
17.5 57.4						

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Notes :

Projet	par / date	rév. par / date	Forage
RDC Inclusions / Instrumentation **Mine Canadian Malartic**	M. James 21 juil. 2016	G. Boudrias 2 août 2016	**PZ-IRME-05**

Prof. (m) (pi)	Échantillons N°	Type	%	N ou RQD	Lith.	Conditions souterraines (suite)
17.5 57.4						
						… Anciens résidus (?)
18.0 59.1						
18.5 60.7						
19.0 62.3						
19.5 64.0						
20.0 65.6						
						Fin du Forage (FF) à 19.81 m (2016-07-21 12 h 30)
20.5 67.3						
21.0 68.9						
21.5 70.5						
22.0 72.2						
22.5 73.8						
23.0 75.5						
23.5 77.1						
24.0 78.7						
24.5 80.4						
25.0 82.0						
25.5 83.7						
26.0 85.3						
26.5 86.9						
27.0 88.6						

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Notes :

Projet	par / date	rév. par / date	Forage
RDC Inclusions / Instrumentation **Mine Canadian Malartic**	M. James 20 juil. 2016	M. James 2 août 2016	**F-IRME-01**

Société :	Downing Estate Drilling	Marteau :	Automatique	Élevation :	347.421
Apareil :	CME-56 monté sur chenilles	Coordonnées :	E:	N :	

Méthode de forage	de :	à :	Prof. de l'eau	Heure	Date
Tarière à tige creuse (8")	0.00	1.00	0.500	Fin du forage	2016-07-20
Cuvelage type N	1.00	16.76			

Prof. (m) (pi)	Échantillons N°	Type	%	N ou RQD	Lith.	Conditions souterrain
0 0						Début du forage : 2016-07-20 8 h 00
0.5 1.6						**Roches stériles (ENROCHEMENT)** (FF) ▽ Compacté, gris, sec à saturé, à 500 mm.
1.0 3.3						
1.5 4.9						
2.0 6.6						
2.5 8.2						
3.0 9.8						**Résidus miniers (SILT, ML)** Lâché, gris, saturé, un peu du sable fin.
3.5 11.5						
4.0 13.1						
	1	P		0		
4.5 14.8						
5.0 16.4						
5.5 18.0						
	2	P		100		
6.0 19.7						
6.5 21.3						
7.0 23.0						
	3	P		0		
7.5 24.6						
8.0 26.2						

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Notes :

Projet	par / date	rév. par / date	Forage
RDC Inclusions / Instrumentation **Mine Canadian Malartic**	M. James 20 juil. 2016	M. James 2 août 2016	**F-IRME-01**

Prof. (m) (pi)	Échantillons N°	Type	%	N ou RQD	Lith.	Conditions souterrain (continué)
8.0 26.2						
8.5 27.9						**… Résidus miniers**
9.0 29.5						
9.5 31.2						
10.0 32.8						
	4	P	100			
10.5 34.4						
11.0 36.1						
11.5 37.7						
12.0 39.4						
12.5 41.0						
13.0 42.7						
	5	P	0			
13.5 44.3						
14.0 45.9						
14.5 47.6						
15.0 49.2						
15.5 50.9						(PLUS DUR) **Anciens residus (?)**
16.0 52.5						
16.5 54.1	6	P	0			
17.0 55.8						**Fin du Forage (FF) à 16.76 m** (20-07-16 17 h 00)
17.5 57.4						

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Notes :

Projet	par / date	rév. par / date	Forage
RDC Inclusions / Instrumentation **Mine Canadian Malartic**	G. Boudrias 22 juil. 2016	G. Boudrias 2 août 2016	**PZ-IRME-06**

Société :	Downing Estate Drilling	Marteau :	Automatique	Élevation :	347.342
Apareil :	CME-56 monté sur chenilles	Coordonnées :	E: 715593.488	N :	5332630.493

Méthode de forage	de :	à :	Prof. de l'eau	Heure	Date
Tarière à tige creuse (8")	0.00	1.00	0.000	Fin du forage	2016-07-22
Cuvelage type N	1.00	19.81			

Prof. (m) (pi)	Échantillons N°	Type	%	N ou RQD	Lith.	Conditions souterraines
0 0						Début du forage : 2016-07-22 7 h 30 (FF)
0.5 1.6						**Roches stériles (ENROCHEMENT)** Compact, gris, sec à saturé, diamètre allant jusqu'à 500 mm.
1.0 3.3						
1.5 4.9						
2.0 6.6						
2.5 8.2						
3.0 9.8						**Résidus miniers (SILT, ML)** Lâche, gris, saturé, un peu du sable fin.
3.5 11.5						
4.0 13.1						
4.5 14.8						
5.0 16.4						
5.5 18.0						
6.0 19.7						
6.5 21.3						
7.0 23.0	7	P	0			Échantillon Shelby probablement remanié
	1	S	86			
7.5 24.6						
8.0 26.2						

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Notes :
Installation de 3 VWP (profondeurs 4.57 m, 13.72 m et 16.76 m) et de 3 sondes 5TE (profondeurs 4.57m, 9.14 m et 13.72 m) dans le trou de forage.

Projet	par / date	rév. par / date	Forage
RDC Inclusions / Instrumentation **Mine Canadian Malartic**	G. Boudrias 22 juil. 2016	G. Boudrias 2 août 2016	**PZ-IRME-06**

Prof. (m) (pi)	Échantillons N°	Type	%	N ou RQD	Lith.	Conditions souterraines (suite)
8.0 26.2						
8.5 27.9						**… Résidus miniers**
	2	S	39			
9.0 29.5						
9.5 31.2						
10.0 32.8						
10.5 34.4						
11.0 36.1						
11.5 37.7						
	3	S	0			
12.0 39.4						
12.5 41.0						
13.0 42.7						
13.5 44.3						
14.0 45.9						
14.5 47.6						
15.0 49.2						
15.5 50.9						(PLUS DUR) **Ancien residus (?)**
16.0 52.5						
16.5 54.1						
17.0 55.8						
17.5 57.4						

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Notes :

Projet	par / date	rév. par / date	Forage
RDC Inclusions / Instrumentation **Mine Canadian Malartic**	G. Boudrias 22 juil. 2016	G. Boudrias 2 août 2016	**PZ-IRME-06**

Prof. (m) (pi)	Échantillons N°	Type	%	N ou RQD	Lith.	**Conditions souterraines (suite)**
17.5 57.4						
						… Anciens résidus (?)
18.0 59.1						
18.5 60.7						
19.0 62.3						
19.5 64.0						
20.0 65.6						
						Fin du Forage (FF) à 19.81 m (2016-07-22 12 h 30)
20.5 67.3						
21.0 68.9						
21.5 70.5						
22.0 72.2						
22.5 73.8						
23.0 75.5						
23.5 77.1						
24.0 78.7						
24.5 80.4						
25.0 82.0						
25.5 83.7						
26.0 85.3						
26.5 86.9						
27.0 88.6						

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Notes :

Projet	par / date	rév. par / date	Forage
RDC Inclusions / Instrumentation	G. Boudrias	G. Boudrias	**PZ-IRME-07**
Mine Canadian Malartic	16-07-22 / 16-07-23	16-08-02	

Société :	Downing Estate Drilling	Marteau :	Automatique	Élevation :	348.149
Apareil :	CME-56 monté sur chenilles	Coordonnées :	E: 715601.796	N :	5332635.732

Méthode de forage	de :	à :	Prof. de l'eau	Heure	Date
Tarière à tige creuse (8")	0.00	1.00	0.559	Fin du forage	2016-07-23
Cuvelage type H	1.00	19.81			

Prof. (m) (pi)	Échantillons N°	Type	%	N ou RQD	Lith.	Conditions souterraines
0 0						Début du forage : 2016-07-22 16 h 00
0.5 1.6						▽ (FF) **Roches stériles (ENROCHEMENT)** Compact, gris, sec à saturé, diamètre allant jusqu'à 500 mm.
1.0 3.3						
1.5 4.9						
2.0 6.6						
2.5 8.2						
3.0 9.8						
3.5 11.5						
4.0 13.1						
4.5 14.8						**Résidus miniers (SILT, ML)** Lâche, gris, saturé, un peu du sable fin.
5.0 16.4						
5.5 18.0						
6.0 19.7						
6.5 21.3						
7.0 23.0						
7.5 24.6						
8.0 26.2						

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Notes :
Installation de 3 VWP (profondeurs 5.49 m, 13.72 m et 16.76 m) et de 3 sondes 5TE (profondeurs 5.49 m, 9.14 m et 13.72 m) dans le trou de forage.

Projet	par / date	rév. par / date	Forage
RDC Inclusions / Instrumentation **Mine Canadian Malartic**	G. Boudrias 16-07-22 / 16-07-23	G. Boudrias 2 août 2016	**PZ-IRME-07**

Prof. (m) (pi)	Échantillons N°	Type	%	N ou RQD	Lith.	Conditions souterraines (suite)
8.0 26.2						
						… Résidus miniers
8.5 27.9						
9.0 29.5						2016-07-22
						2016-07-23
9.5 31.2						
10.0 32.8						
10.5 34.4						
11.0 36.1						
11.5 37.7						
	4	S		100		
12.0 39.4						
12.5 41.0						
13.0 42.7						
	5	S		0		
13.5 44.3						
14.0 45.9						
14.5 47.6						
	6	S		0		
15.0 49.2						
15.5 50.9						
16.0 52.5						
	7	S		75		Tube Shelby abimé (PLUS DUR) **Ancien residus (?)**
16.5 54.1						
17.0 55.8						
17.5 57.4						

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Notes :

RDC Inclusions / Instrumentation Mine Canadian Malartic	G. Boudrias 16-07-22 / 16-07-23	G. Boudrias 2 août 2016	**PZ-IRME-07**

Prof. (m) (pi)	Échantillons N°	Type	%	N ou RQD	Lith.	Conditions souterraines (suite)
17.5 57.4						
18.0 59.1						**… Anciens résidus (?)**
18.5 60.7						
19.0 62.3						
19.5 64.0						
20.0 65.6						**Fin du Forage (FF) à 19.81 m** (2016-07-23 11 h 30)
20.5 67.3						
21.0 68.9						
21.5 70.5						
22.0 72.2						
22.5 73.8						
23.0 75.5						
23.5 77.1						
24.0 78.7						
24.5 80.4						
25.0 82.0						
25.5 83.7						
26.0 85.3						
26.5 86.9						
27.0 88.6						

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Notes :

Projet	par / date	rév. par / date	Forage
RDC Inclusions / Instrumentation **Mine Canadian Malartic**	G. Boudrias 25 juil. 2016	G. Boudrias 2 août 2016	**PZ-IRME-08A**

Société :	Downing Estate Drilling	Marteau :	Automatique	Élevation :	
Apareil :	CME-56 monté sur chenilles	Coordonnées :	E:	N :	

Méthode de forage	de :	à :	Prof. de l'eau	Heure	Date
Tarière à tige creuse (8")	0.00	1.00	0.000	Fin du forage	2016-07-25
Cuvelage type H	1.00	10.97			

Prof. (m) (pi)	Échantillons N°	Type	%	N ou RQD	Lith.	Conditions souterraines
0 0						Début du forage : 2016-07-25 13 h 00 ▽ (FF)
0.5 1.6						**Roches stériles (ENROCHEMENT)** Compact, gris, sec à saturé, diamètre allant jusqu'à 500 mm.
1.0 3.3						
1.5 4.9						
2.0 6.6						
2.5 8.2						
3.0 9.8						
3.5 11.5						
4.0 13.1						
4.5 14.8						**Résidus miniers (SILT, ML)** Lâche, gris, saturé, un peu du sable fin.
5.0 16.4						
5.5 18.0						
6.0 19.7						
6.5 21.3						
7.0 23.0						
7.5 24.6						
8.0 26.2						

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Notes :

Projet	par / date	rév. par / date	Forage
RDC Inclusions / Instrumentation **Mine Canadian Malartic**	G. Boudrias 25 juil. 2016	G. Boudrias 2 août 2016	**PZ-IRME-08A**

Prof. (m) (pi)	Échantillons N°	Type	%	N ou RQD	Lith.	**Conditions souterraines (suite)**
8.0 26.2						
						… Résidus miniers
8.5 27.9						
9.0 29.5						
						Roches stériles et résidus (ENROCHEMENT)
9.5 31.2	3	CF	50			Diamètre entre 0.5mm et 20 mm
10.0 32.8						
10.5 34.4						
	4	CF	40	28		Diamètre entre 0.5 et 30 mm
11.0 36.1						
						Fin du Forage (FF) à 10.97 m (2016-07-25 15 h 45)
11.5 37.7						
12.0 39.4						
12.5 41.0						
13.0 42.7						
13.5 44.3						
14.0 45.9						
14.5 47.6						
15.0 49.2						
15.5 50.9						
16.0 52.5						
16.5 54.1						
17.0 55.8						
17.5 57.4						

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Notes :
On pense avoir rencontré la digue Ouest à 8.84m.

Projet	par / date	rév. par / date	Forage
RDC Inclusions / Instrumentation	G. Boudrias	G. Boudrias	**PZ-IRME-08**
Mine Canadian Malartic	16-07-25 / 16-07-26	16-08-02	

Société :	Downing Estate Drilling	Marteau :	Automatique	Élevation :	347.083
Apareil :	CME-56 monté sur chenilles	Coordonnées :	E: 715642.06	N :	5332659.609

Méthode de forage	de :	à :	Prof. de l'eau	Heure	Date
Tarière à tige creuse (8")	0.00	1.00	0.000	Fin du forage	2016-07-26
Cuvelage type H	1.00	19.81			

Prof. (m) (pi)	Échantillons N°	Type	%	N ou RQD	Lith.	Conditions souterraines
0 0						Début du forage : 2016-07-25 16 h 30 (FF)
0.5 1.6						**Roches stériles (ENROCHEMENT)** Compact, gris, sec à saturé, diamètre allant jusqu'à 500 mm.
1.0 3.3						
1.5 4.9						
2.0 6.6						
2.5 8.2						
3.0 9.8						
3.5 11.5						
4.0 13.1						
4.5 14.8						**Résidus miniers (SILT, ML)** Lâche, gris, saturé, un peu du sable fin.
5.0 16.4						
5.5 18.0						
6.0 19.7						2016-07-25
						2016-07-26
6.5 21.3						
7.0 23.0						
7.5 24.6						
8.0 26.2						

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Notes :
Installation de 3 VWP (profondeurs 5.49 m, 13.72 m et 16.76 m) et de 3 sondes 5TE (profondeurs 5.49 m, 9.14 m et 13.72 m) dans le trou de forage.

Projet	par / date	rév. par / date	Forage
RDC Inclusions / Instrumentation **Mine Canadian Malartic**	G. Boudrias 16-07-25 / 16-07-26	G. Boudrias 2 août 2016	**PZ-IRME-08**

Prof. (m) (pi)	Échantillons N°	Type	%	N ou RQD	Lith.	Conditions souterraines (suite)
8.0 26.2						
						… Résidus miniers
8.5 27.9						
9.0 29.5						
9.5 31.2						
10.0 32.8						
10.5 34.4						
11.0 36.1						
11.5 37.7						
12.0 39.4						
12.5 41.0						
13.0 42.7						
13.5 44.3						
14.0 45.9						
14.5 47.6						
15.0 49.2						
15.5 50.9						
16.0 52.5						
16.5 54.1						**Ancien residus (?)** ⇩ (PLUS DUR)
17.0 55.8						
17.5 57.4						

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Notes :

Projet	par / date	rév. par / date	Forage
RDC Inclusions / Instrumentation **Mine Canadian Malartic**	G. Boudrias 16-07-25 / 16-07-26	G. Boudrias 2 août 2016	**PZ-IRME-08**

Prof. (m) (pi)	Échantillons N°	Type	%	N ou RQD	Lith.	**Conditions souterraines (suite)**
17.5 57.4						
						… Anciens résidus (?)
18.0 59.1						
18.5 60.7						
19.0 62.3						
19.5 64.0						
20.0 65.6						
						Fin du Forage (FF) à 19.81 m (2016-07-26 8 h 30)
20.5 67.3						
21.0 68.9						
21.5 70.5						
22.0 72.2						
22.5 73.8						
23.0 75.5						
23.5 77.1						
24.0 78.7						
24.5 80.4						
25.0 82.0						
25.5 83.7						
26.0 85.3						
26.5 86.9						
27.0 88.6						

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Notes :

Projet	par / date	rév. par / date	Forage
RDC Inclusions / Instrumentation	G. Boudrias	G. Boudrias	**PZ-IRME-09**
Mine Canadian Malartic	16-07-24 / 16-07-25	16-08-02	

Société :	Downing Estate Drilling	Marteau :	Automatique	Élevation :	347.221
Apareil :	CME-56 monté sur chenilles	Coordonnées :	E: 715650.157	N :	5332663.848

Méthode de forage	de :	à :	Prof. de l'eau	Heure	Date
Tarière à tige creuse (8")	0.00	1.00	0.000	Fin du forage	2016-07-25
Cuvelage type H	1.00	19.81			

Prof. (m) (pi)	Échantillons N°	Type	%	N ou RQD	Lith.	Conditions souterraines
0 0						Début du forage : 2016-07-24 15 h 30 (FF)
0.5 1.6						**Roches stériles (ENROCHEMENT)** Compact, gris, sec à saturé, diamètre allant jusqu'à 500 mm.
1.0 3.3						
1.5 4.9						
2.0 6.6						
2.5 8.2						
3.0 9.8						
3.5 11.5						
4.0 13.1						**Résidus miniers (SILT, ML)** Lâche, gris, saturé, un peu du sable fin.
4.5 14.8						
5.0 16.4						
5.5 18.0						
6.0 19.7						2016-07-24
						2016-07-25
6.5 21.3						
7.0 23.0						
7.5 24.6						
8.0 26.2						

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Notes :
Installation de 3 VWP (profondeurs 5.18 m, 13.72 m et 16.76 m) et de 3 sondes 5TE (profondeurs 5.18 m, 9.14 m et 13.72 m) dans le trou de forage.

Projet	par / date	rév. par / date	Forage
RDC Inclusions / Instrumentation **Mine Canadian Malartic**	G. Boudrias 16-07-24 / 16-07-25	G. Boudrias 2 août 2016	**PZ-IRME-09**

Prof. (m) (pi)	Échantillons N°	Type	%	N ou RQD	Lith.	**Conditions souterraines (suite)**
8.0 26.2						
						… Résidus miniers
8.5 27.9						
9.0 29.5						
9.5 31.2						
10.0 32.8						
10.5 34.4						
11.0 36.1						
11.5 37.7						
12.0 39.4						
12.5 41.0						
13.0 42.7						
13.5 44.3						
14.0 45.9						
14.5 47.6						
15.0 49.2						
15.5 50.9						
16.0 52.5						
16.5 54.1						**Ancien residus (?)** ⇩ (PLUS DUR)
17.0 55.8						
17.5 57.4						

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Notes :

Projet	par / date	rév. par / date	Forage
RDC Inclusions / Instrumentation **Mine Canadian Malartic**	G. Boudrias 16-07-24 / 16-07-25	G. Boudrias 2 août 2016	**PZ-IRME-09**

Prof. (m) (pi)	Échantillons N°	Type	%	N ou RQD	Lith.	Conditions souterraines (suite)
17.5 57.4						
18.0 59.1						**… Anciens résidus (?)**
18.5 60.7						
	13	S		79		
19.0 62.3						
19.5 64.0						
20.0 65.6						
20.5 67.3						**Fin du Forage (FF) à 19.81 m** (2016-07-25 10 h 00)
21.0 68.9						
21.5 70.5						
22.0 72.2						
22.5 73.8						
23.0 75.5						
23.5 77.1						
24.0 78.7						
24.5 80.4						
25.0 82.0						
25.5 83.7						
26.0 85.3						
26.5 86.9						
27.0 88.6						

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Notes :

Projet	par / date	rév. par / date	Forage
RDC Inclusions / Instrumentation	G. Boudrias	G. Boudrias	**PZ-IRME-10**
Mine Canadian Malartic	16-07-23 / 16-07-24	16-08-02	

Société :	Downing Estate Drilling	Marteau :	Automatique	Élevation :	347.032
Apareil :	CME-56 monté sur chenilles	Coordonnées :	E: 715666.536	N :	5332674.574

Méthode de forage	de :	à :	Prof. de l'eau	Heure	Date
Tarière à tige creuse (8")	0.00	1.00	0.000	Fin du forage	2016-07-24
Cuvelage type H	1.00	19.81			

Prof. (m) (pi)	Échantillons N°	Type	%	N ou RQD	Lith.	Conditions souterraines
0 0						Début du forage : 2016-07-23 16 h 00 (FF)
0.5 1.6						**Roches stériles (ENROCHEMENT)** Compact, gris, sec à saturé, diamètre allant jusqu'à 500 mm.
1.0 3.3						
1.5 4.9						
2.0 6.6						
2.5 8.2						**Résidus miniers (SILT, ML)** Lâche, gris, saturé, un peu du sable fin.
3.0 9.8						
3.5 11.5						
4.0 13.1						
4.5 14.8						
5.0 16.4						
5.5 18.0						
6.0 19.7						2016-07-23
6.5 21.3	8	S		96		2016-07-24
7.0 23.0						
7.5 24.6						
8.0 26.2						

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Notes :
Installation de 3 VWP (profondeurs 4.57 m, 13.72 m et 16.76 m) et de 1 sondes 5TE (profondeur 4.57 m) dans le trou de forage.

Projet	par / date	rév. par / date	Forage
RDC Inclusions / Instrumentation **Mine Canadian Malartic**	G. Boudrias 16-07-23 / 16-07-24	G. Boudrias 2 août 2016	**PZ-IRME-10**

Prof. (m) (pi)	Échantillons N°	Type	%	N ou RQD	Lith.	Conditions souterraines (suite)
8.0 26.2						
						… Résidus miniers
8.5 27.9						
9.0 29.5	9	S		100		
9.5 31.2						
10.0 32.8						
10.5 34.4						
11.0 36.1						
11.5 37.7						
12.0 39.4						
12.5 41.0						
13.0 42.7						
	10	S		100		
13.5 44.3						
14.0 45.9						
14.5 47.6						
	11	S		100		
15.0 49.2						
15.5 50.9						
16.0 52.5						
	12	S		100		**Ancien residus (?)** (PLUS DUR) Tube Shelby abimé
16.5 54.1						
17.0 55.8	1	CF		71	31	Résidus et glace (lentilles de glace jusqu'à 15 cm d'épaisseur)
17.5 57.4						

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Notes :

Projet	par / date	rév. par / date	Forage
RDC Inclusions / Instrumentation **Mine Canadian Malartic**	G. Boudrias 16-07-23 / 16-07-24	G. Boudrias 2 août 2016	**PZ-IRME-10**

Prof. (m) (pi)	Échantillons N°	Type	%	N ou RQD	Lith.	**Conditions souterraines (suite)**
17.5 57.4						
						… Anciens résidus (?)
18.0 59.1						
18.5 60.7						Résidus + Stériles
	2	CF	100	1		Argile silteuse (cohésion)
19.0 62.3						**Sol naturel ?**
19.5 64.0						
20.0 65.6						
						Fin du Forage (FF) à 19.81 m (2016-07-24 12 h 15)
20.5 67.3						
21.0 68.9						
21.5 70.5						
22.0 72.2						
22.5 73.8						
23.0 75.5						
23.5 77.1						
24.0 78.7						
24.5 80.4						
25.0 82.0						
25.5 83.7						
26.0 85.3						
26.5 86.9						
27.0 88.6						

IRME
UQAT-POLYTECHNIQUE
Institut de recherche en mines et environnement

Notes :

ANNEXE C – COORDONNÉES DES INSTRUMENTS INSTALLÉS

COORDONNÉES DES INSTRUMENTS INSTALLÉS DANS LE PARC À RÉSIDUS DE LA MINE CM

(Sommet des forages arpentés par la mine Canadian Malartic)

Identification	Type d'instrument	Forage	Profondeur à l'installation (m)	Élévation (m)	Coordonnées Est (m)	Coordonnées Nord (m)
CP1	Capteur tassement	NA	Surface	347,0		
CP2	Capteur tassement	NA	Surface	347,0		
CP3	Capteur tassement	NA	Surface	346,5		
CP4	Capteur tassement	NA	Surface	346,5		
SS01	Sonde succion	NA	Surface	347,0		
SS02	Sonde succion	NA	Surface	347,0		
SS03	Sonde succion	NA	Surface	347,0		
SS04	Sonde succion	NA	Surface	346,5		
SS05	Sonde succion	NA	Surface	346,5		
SS06	Sonde succion	NA	Surface	346,5		
SS07	Sonde succion	NA	Surface	346,5		
SS08	Sonde succion	NA	Surface	346,5		
SS09	Sonde succion	NA	Surface	346,5		
VWC01	Teneur en eau	PZ-IRME-05	4,6	342,9	715585,328	5332624,736
VWC02	Teneur en eau	PZ-IRME-06	4,6	342,7	715593,488	5332630,493
VWC03	Teneur en eau	PZ-IRME-06	9,1	338,2	715593,488	5332630,493
VWC04	Teneur en eau	PZ-IRME-06	13,7	333,6	715593,488	5332630,493
VWC05	Teneur en eau	PZ-IRME-07	5,5	342,6	715601,796	5332635,732

VWC06	Teneur en eau	PZ-IRME-07	9,1	339,0	715601,796	5332635,732
VWC07	Teneur en eau	PZ-IRME-07	13,7	334,4	715601,796	5332635,732
VWC08	Teneur en eau	PZ-IRME-08	5,5	341,6	715642,06	5332659,609
VWC09	Teneur en eau	PZ-IRME-08	9,1	338,0	715642,06	5332659,609
VWC10	Teneur en eau	PZ-IRME-08	13,7	333,4	715642,06	5332659,609
VWC11	Teneur en eau	PZ-IRME-09	5,2	342,0	715650,157	5332663,848
VWC12	Teneur en eau	PZ-IRME-09	9,1	338,1	715650,157	5332663,848
VWC13	Teneur en eau	PZ-IRME-09	13,7	333,5	715650,157	5332663,848
VWC14	Teneur en eau	PZ-IRME-10	4,6	342,4	715666,536	5332674,574
VWP01	Piézomètre	PZ-IRME-05	4,6	342,9	715585,328	5332624,736
VWP02	Piézomètre	PZ-IRME-05	13,7	333,8	715585,328	5332624,736
VWP03	Piézomètre	PZ-IRME-05	16,8	330,7	715585,328	5332624,736
VWP04	Piézomètre	PZ-IRME-06	4,6	342,7	715593,488	5332630,493
VWP05	Piézomètre	PZ-IRME-06	13,7	333,6	715593,488	5332630,493
VWP06	Piézomètre	PZ-IRME-06	16,8	330,5	715593,488	5332630,493
VWP07	Piézomètre	PZ-IRME-07	5,5	342,6	715601,796	5332635,732
VWP08	Piézomètre	PZ-IRME-07	13,7	334,4	715601,796	5332635,732
VWP09	Piézomètre	PZ-IRME-07	16,8	331,3	715601,796	5332635,732
VWP10	Piézomètre	PZ-IRME-08	5,5	341,6	715642,06	5332659,609
VWP11	Piézomètre	PZ-IRME-08	13,7	333,4	715642,06	5332659,609
VWP12	Piézomètre	PZ-IRME-08	16,8	330,3	715642,06	5332659,609
VWP13	Piézomètre	PZ-IRME-09	5,2	342,0	715650,157	5332663,848
VWP14	Piézomètre	PZ-IRME-09	13,7	333,5	715650,157	5332663,848
VWP15	Piézomètre	PZ-IRME-09	16,8	330,4	715650,157	5332663,848
VWP16	Piézomètre	PZ-IRME-10	4,6	342,4	715666,536	5332674,574
VWP17	Piézomètre	PZ-IRME-10	13,7	333,3	715666,536	5332674,574
VWP18	Piézomètre	PZ-IRME-10	16,8	330,2	715666,536	5332674,574

ANNEXE D – PARAMÈTRES D'INSTALLATION ET FICHES DE CALIBRATION DES VWP

Les lectures de pressions faites par les piézomètres à cordes vibrantes sont en unités de fréquences B qui sont égales à $F^2 x10^{-3}$, où F est la fréquence en Hertz (RST instruments, 2013). Ces valeurs sont des pressions absolues qui doivent être corrigées pour les changements de températures et de pressions barométriques. La compagnie propose 2 équations pour faire la correction, une équation linéaire (équation D.1) et une équation polynomiale de second ordre (équation D.2). Les valeurs présentées dans le mémoire sont celle calibrée avec l'équation polynomiale.

$$\mathbf{P} = \boldsymbol{C_F}(\boldsymbol{L_i} - \boldsymbol{L_c}) - \boldsymbol{T_K}(\boldsymbol{T_i} - \boldsymbol{T_c}) + \boldsymbol{F}(\boldsymbol{B_i} - \boldsymbol{B_c}) \qquad \text{D.1}$$

P = Pression corrigée [kPa]

C_F = Facteur de correction [kPa/B-unit] (fourni par RST instrument, pour chacun des VWP)

L_i L_c = Lecture initiale et courante [B-unit]

T_k = Facteur de correction de la température [kPa/augmentation de °C] (fourni par RST instrument, pour chacun des VWP)

T_i T_c = Lecture initiale et courante de température [°C]

F = Constante de pression barométrique = 0,1 kPa/Millibar

B_i B_c = Pression barométrique initiale et courante [Millibars]

$$\mathbf{P} = \boldsymbol{A}(\boldsymbol{L_c})^{\mathbf{2}} + \boldsymbol{B}(\boldsymbol{L_c}) + \boldsymbol{C} + \boldsymbol{T_K}(\boldsymbol{T_i} - \boldsymbol{T_c}) - \boldsymbol{F}(\boldsymbol{B_i} - \boldsymbol{B_c}) \qquad \text{D.2}$$

P = Pression corrigée [kPa]

A = Facteur de calibration polynomial A; [kPa/B-unit] (dérivé de la calibration fournie par RST instrument, pour chacun des VWP)

B = Facteur de calibration polynomial B; [kPa/B-unit] (dérivé de la calibration fournie par RST instrument, pour chacun des VWP)

C = Facteur de calibration polynomial C; [kPa/B-unit] (dérivé de la calibration fournie par RST instrument, pour chacun des VWP)

L_c = Lecture initiale et courante [B-unit]

T_k = Facteur de correction de la température [kPa/augmentation de °C] (fourni par RST instrument, pour chacun des VWP)

T_i T_c = Lecture initiale et courante de température [°C]

F = Constante de pression barométrique = 0,1 kPa/Millibar

B_i B_c = Pression barométrique initiale et courante [Millibars]

Les facteurs de calibration en laboratoire (fournis par RST instrument) sont comparés avec les valeurs prises sur le terrain avant l'installation des instruments. La calibration de terrain présente des résultats plus proche de la réalité.

COMPARAISON DE LA CALIBRATION DE TERRAIN ET LA CALIBRATION DE LABORATOIRE POUR CHACUN DES PIÉZOMÈTRES

Élévation équivalente après la descente, avant le remblai de résidus (PZ-IRME-16-05)		
	Calibration terrain (m)	Calibration labo (m)
VWP01	NA	347,63
VWP02	NA	347,68
VWP03	NA	347,71
Les données corrèlent bien avec l'élévation d'une nappe en surface (élévation de la surface = 347,5 m)		

Élévation équivalente après la descente, avant le remblai de résidus (PZ-IRME-16-06)		
	Calibration terrain (m)	Calibration labo (m)
VWP04	347,40	346,89
VWP05	347,47	347,04
VWP06	347,51	346,99
Les données corrèlent bien avec l'élévation d'une nappe en surface (élévation de la surface = 347,3 m)		

Élévation équivalente après la descente, avant le remblai de résidus (PZ-IRME-16-07)		
	Calibration terrain (m)	Calibration labo (m)
VWP07	347,34	346,89
VWP08	347,25	346,80
VWP09	347,22	346,77
Les données corrèlent bien avec la mesure manuelle de l'élévation de la nappe (347,6 m)		

Élévation équivalente après la descente, avant le remblai de résidus (PZ-IRME-16-08)		
	Calibration terrain (m)	Calibration labo (m)
VWP10	347,24	346,68
VWP11	347,49	346,89
VWP12	347,56	346,96
Les données corrèlent bien avec la mesure manuelle de l'élévation de la nappe (347,1 m)		

Élévation équivalente après la descente, avant le remblai de résidus (PZ-IRME-16-09)		
	Calibration terrain (m)	Calibration labo (m)
VWP13	347,24	346,74
VWP14	349,13	348,64
VWP15	351,10	350,58
Les données de VWP14 et VWP15 sont plus élevées que l'élévation d'une nappe en surface (élévation de la surface = 347,2 m)		
À noter : Après 24h les 3 VWP présentent des données proches de celles d'une nappe en surface		

Élévation équivalente après la descente, avant le remblai de résidus (PZ-IRME-16-10)		
	Calibration terrain (m)	Calibration labo (m)
VWP16	348,23	347,85
VWP17	350,05	349,67
VWP18	350,74	350,34
Les données sont plus élevées que l'élévation d'une nappe en surface (élévation de la surface = 347,0 m)		
À noter : Après 24h VWP16 et VWP18 présentent des données proches de celles d'une nappe en surface		

PARAMÈTRES D'INSTALLATION ET DE CALIBRATION DU PIÉZOMÈTRE À CORDE VIBRANTE VWP01

VWP01

Paramètres d'installation et de calibration

Date d'installation :	2016-07-21
Coordonnées Est (m) :	715585.33
Coordonnées Nord (m) :	5332624.74
Élévation du sol naturel (m) :	347.50
Profondeur de la sonde (m) :	4.57
Élévation de la sonde (m) :	342.93

Calibration laboratoire — En date du 2016-06-22

Lecture initiale (L_0) :	8660.00	B units
Température initiale (T_0) :	21.10	^oC
Pression initiale (B_0) :	1019.40	mbar

Calibration terrain — En date du

Lecture initiale (L_i) :		B units
Température initiale (T_i) :		^oC
Pression initiale (B_i) :		kPa
		mbar

Aucune calibration faite sur le terrain

Calcul de la pression

Régression linéaire

C_f =	0.00017043	MPa/B
T_k =	0.00005079	MPa/^{o}C

Régression Polynomiale

A =	-6.19E-10	MPa
B =	-0.00016225	MPa
C =	1.452	MPa
T_k=	0.00005079	MPa/^{o}C

PARAMÈTRES D'INSTALLATION ET DE CALIBRATION DU PIÉZOMÈTRE À CORDE VIBRANTE VWP02

VWP02

Paramètres d'installation et de calibration

Date d'installation :	2016-07-21
Coordonnées Est (m) :	715585.33
Coordonnées Nord (m) :	5332624.74
Élévation du sol naturel (m) :	347.50
Profondeur de la sonde (m) :	13.72
Élévation de la sonde (m) :	333.78

Calibration laboratoire — En date du 2016-06-22

Lecture initiale (L_0) :	8728.00	B units
Température initiale (T_0) :	21.10	^oC
Pression initiale (B_0) :	1019.40	mbar

Calibration terrain — En date du

Lecture initiale (L_i) :		B units
Température initiale (T_i) :		^oC
Pression initiale (B_i) :		kPa
		mbar

Aucune calibration faite sur le terrain

Calcul de la pression

Régression linéaire

C_f =	0.00017577	MPa/B
T_k =	0.00002241	MPa/^{o}C

Régression Polynomiale

A =	-6.45E-10	MPa
B =	-0.00016708	MPa
C =	1.507	MPa
T_k=	0.00002241	MPa/^{o}C

PARAMÈTRES D'INSTALLATION ET DE CALIBRATION DU PIÉZOMÈTRE À CORDE VIBRANTE VWP03

VWP03

Paramètres d'installation et de calibration

Date d'installation :	2016-07-22
Coordonnées Est (m) :	715585.33
Coordonnées Nord (m) :	5332624.74
Élévation du sol naturel (m) :	347.50
Profondeur de la sonde (m) :	16.76
Élévation de la sonde (m) :	330.74

Calibration laboratoire — En date du 2016-06-22

Lecture initiale (L_0) :	8725.00	B units
Température initiale (T_0) :	21.00	^oC
Pression initiale (B_0) :	1019.40	mbar

Calibration terrain — En date du

Lecture initiale (L_i) :		B units
Température initiale (T_i) :		^oC
Pression initiale (B_i) :		kPa
		mbar

Aucune calibration faite sur le terrain

Calcul de la pression

Régression linéaire

C_f =	0.00015897	MPa/B
T_k =	0.00006972	MPa/^{o}C

Régression Polynomiale

A =	-6.29E-10	MPa
B =	-0.00015076	MPa
C =	1.363	MPa
T_k=	0.00006972	MPa/^{o}C

PARAMÈTRES D'INSTALLATION ET DE CALIBRATION DU PIÉZOMÈTRE À CORDE VIBRANTE VWP04

VWP04

Paramètres d'installation et de calibration

Date d'installation :	2016-07-22
Coordonnées Est (m) :	715593.40
Coordonnées Nord (m) :	5332630.40
Élévation du sol naturel (m) :	347.34
Profondeur de la sonde (m) :	4.57
Élévation de la sonde (m) :	342.77

Calibration laboratoire — En date du 2016-06-22

Lecture initiale (L_0) :	8592.00	B units
Température initiale (T_0) :	21.10	^oC
Pression initiale (B_0) :	1019.40	mbar

Calibration terrain — En date du 2016-07-22

Lecture initiale (L_i) :	8619.3	B units
Température initiale (T_i) :	22.4	^oC
Pression initiale (B_i) :	96.84	kPa
	968.4	mbar

Calcul de la pression

Régression linéaire

C_f =	0.00018127	MPa/B
T_k =	0.00006128	MPa/^{o}C

Régression Polynomiale

A =	-6.84E-10	MPa
B =	-0.00017216	MPa
C =	1.535	MPa
T_k=	0.00006128	MPa/^{o}C

PARAMÈTRES D'INSTALLATION ET DE CALIBRATION DU PIÉZOMÈTRE À CORDE VIBRANTE VWP05

VWP05

Paramètres d'installation et de calibration

Date d'installation :	2016-07-22
Coordonnées Est (m) :	715593.40
Coordonnées Nord (m) :	5332630.40
Élévation du sol naturel (m) :	347.34
Profondeur de la sonde (m) :	13.72
Élévation de la sonde (m) :	333.63

Calibration laboratoire — En date du 2016-06-22

Lecture initiale (L_0) :	8818.00	B units
Température initiale (T_0) :	20.90	^oC
Pression initiale (B_0) :	1019.40	mbar

Calibration terrain — En date du 2016-07-22

Lecture initiale (L_i) :	8841.3	B units
Température initiale (T_i) :	23.7	^oC
Pression initiale (B_i) :	96.84	kPa
	968.4	mbar

Calcul de la pression

Régression linéaire

C_f =	0.00017901	MPa/B
T_k =	0.00006423	MPa/^oC

Régression Polynomiale

A =	-6.48E-10	MPa
B =	-0.00017013	MPa
C =	1.555	MPa
T_k=	0.00006423	MPa/^oC

PARAMÈTRES D'INSTALLATION ET DE CALIBRATION DU PIÉZOMÈTRE À CORDE VIBRANTE VWP06

VWP06

Paramètres d'installation et de calibration

Date d'installation :	2016-07-22
Coordonnées Est (m) :	715593.40
Coordonnées Nord (m) :	5332630.40
Élévation du sol naturel (m) :	347.34
Profondeur de la sonde (m) :	16.76
Élévation de la sonde (m) :	330.58

Calibration laboratoire — En date du 2016-06-22

Lecture initiale (L_0) :	8720.00	B units
Température initiale (T_0) :	20.80	^oC
Pression initiale (B_0) :	1019.40	mbar

Calibration terrain — En date du 2016-07-22

Lecture initiale (L_i) :	8750.2	B units
Température initiale (T_i) :	22.9	^oC
Pression initiale (B_i) :	96.84	kPa
	968.4	mbar

Calcul de la pression

Régression linéaire

C_f =	0.00016722	MPa/B
T_k =	0.00002917	MPa/^oC

Régression Polynomiale

A =	-5.97E-10	MPa
B =	-0.00015931	MPa
C =	1.440	MPa
T_k=	0.00002917	MPa/^oC

PARAMÈTRES D'INSTALLATION ET DE CALIBRATION DU PIÉZOMÈTRE À CORDE VIBRANTE VWP07

VWP07

Paramètres d'installation et de calibration

Date d'installation :	2016-07-23
Coordonnées Est (m) :	715601.77
Coordonnées Nord (m) :	5332635.70
Élévation du sol naturel (m) :	348.15
Profondeur de la sonde (m) :	5.49
Élévation de la sonde (m) :	342.66

Calibration laboratoire — En date du 2016-06-22

Lecture initiale (L_0) :	8629.00	B units
Température initiale (T_0) :	21.20	^oC
Pression initiale (B_0) :	1019.40	mbar

Calibration terrain — En date du 2016-07-23

Lecture initiale (L_i) :	8653.9	B units
Température initiale (T_i) :	20	^oC
Pression initiale (B_i) :	97.18	kPa
	971.8	mbar

Calcul de la pression

Régression linéaire

C_f =	0.00017702	MPa/B
T_k =	0.00007065	MPa/^{o}C

Régression Polynomiale

A =	-3.84E-10	MPa
B =	-0.00017191	MPa
C =	1.516	MPa
T_k=	0.00007065	MPa/^{o}C

PARAMÈTRES D'INSTALLATION ET DE CALIBRATION DU PIÉZOMÈTRE À CORDE VIBRANTE VWP08

VWP08

Paramètres d'installation et de calibration

Date d'installation :	2016-07-23
Coordonnées Est (m) :	715601.77
Coordonnées Nord (m) :	5332635.70
Élévation du sol naturel (m) :	348.15
Profondeur de la sonde (m) :	13.72
Élévation de la sonde (m) :	334.43

Calibration laboratoire — En date du 2016-06-22

Lecture initiale (L_0) :	8735.00	B units
Température initiale (T_0) :	21.00	^oC
Pression initiale (B_0) :	1019.40	mbar

Calibration terrain — En date du 2016-07-23

Lecture initiale (L_i) :	8759.5	B units
Température initiale (T_i) :	19.2	^oC
Pression initiale (B_i) :	97.18	kPa
	971.8	mbar

Calcul de la pression

Régression linéaire

C_f =	0.00017819	MPa/B
T_k =	0.00002076	MPa/^{o}C

Régression Polynomiale

A =	-5.95E-10	MPa
B =	-0.00017013	MPa
C =	1.536	MPa
T_k=	0.00002076	MPa/^{o}C

PARAMÈTRES D'INSTALLATION ET DE CALIBRATION DU PIÉZOMÈTRE À CORDE VIBRANTE VWP09

VWP09

Paramètres d'installation et de calibration

Date d'installation :	2016-07-23
Coordonnées Est (m) :	715601.77
Coordonnées Nord (m) :	5332635.70
Élévation du sol naturel (m) :	348.15
Profondeur de la sonde (m) :	16.76
Élévation de la sonde (m) :	331.39

Calibration laboratoire — En date du 2016-06-22

Lecture initiale (L_0) :	8789.00	B units
Température initiale (T_0) :	21.20	^oC
Pression initiale (B_0) :	1019.40	mbar

Calibration terrain — En date du 2016-07-23

Lecture initiale (L_i) :	8813.7	B units
Température initiale (T_i) :	19.5	^oC
Pression initiale (B_i) :	97.18	kPa
	971.8	mbar

Calcul de la pression

Régression linéaire

C_f =	0.00017562	MPa/B
T_k =	0.00006879	MPa/^oC

Régression Polynomiale

A =	-6.19E-10	MPa
B =	-0.00016722	MPa
C =	1.522	MPa
T_k=	0.00006879	MPa/^oC

PARAMÈTRES D'INSTALLATION ET DE CALIBRATION DU PIÉZOMÈTRE À CORDE VIBRANTE VWP10

VWP10

Paramètres d'installation et de calibration

Date d'installation :	2016-07-26
Coordonnées Est (m) :	715641.93
Coordonnées Nord (m) :	5332659.53
Élévation du sol naturel (m) :	347.08
Profondeur de la sonde (m) :	5.49
Élévation de la sonde (m) :	341.60

Calibration laboratoire — En date du 2016-06-22

Lecture initiale (L_0) :	8741.00	B units
Température initiale (T_0) :	21.00	^oC
Pression initiale (B_0) :	1019.40	mbar

Calibration terrain — En date du 2016-07-25

Lecture initiale (L_i) :	8772.8	B units
Température initiale (T_i) :	24.1	^oC
Pression initiale (B_i) :	96.5	kPa
	965	mbar

Calcul de la pression

Régression linéaire

C_f =	0.00016916	MPa/B
T_k =	0.00003664	MPa/^oC

Régression Polynomiale

A =	-5.74E-10	MPa
B =	-0.0001615	MPa
C =	1.461	MPa
T_k=	0.00003664	MPa/^oC

PARAMÈTRES D'INSTALLATION ET DE CALIBRATION DU PIÉZOMÈTRE À CORDE VIBRANTE VWP11

VWP11

Paramètres d'installation et de calibration

Date d'installation :	2016-07-26
Coordonnées Est (m) :	715641.93
Coordonnées Nord (m) :	5332659.53
Élévation du sol naturel (m) :	347.08
Profondeur de la sonde (m) :	13.72
Élévation de la sonde (m) :	333.37

Calibration laboratoire — En date du 2016-06-22

Lecture initiale (L_0) :	8852.00	B units
Température initiale (T_0) :	21.10	^oC
Pression initiale (B_0) :	1019.40	mbar

Calibration terrain — En date du 2016-07-25

Lecture initiale (L_i) :	8883.16	B units
Température initiale (T_i) :	25.7	^oC
Pression initiale (B_i) :	96.5	kPa
	965	mbar

Calcul de la pression

Régression linéaire

C_f =	0.00018437	MPa/B
T_k =	0.00006992	MPa/^{o}C

Régression Polynomiale

A =	-6.29E-10	MPa
B =	-0.00017563	MPa
C =	1.610	MPa
T_k=	0.00006992	MPa/^{o}C

PARAMÈTRES D'INSTALLATION ET DE CALIBRATION DU PIÉZOMÈTRE À CORDE VIBRANTE VWP12

VWP12

Paramètres d'installation et de calibration

Date d'installation :	2016-07-26
Coordonnées Est (m) :	715641.93
Coordonnées Nord (m) :	5332659.53
Élévation du sol naturel (m) :	347.083
Profondeur de la sonde (m) :	16.76
Élévation de la sonde (m) :	330.32

Calibration laboratoire — En date du 2016-06-22

Lecture initiale (L_0) :	8838.00	B units
Température initiale (T_0) :	21.00	^oC
Pression initiale (B_0) :	1019.40	mbar

Calibration terrain — En date du 2016-07-25

Lecture initiale (L_i) :	8870.32	B units
Température initiale (T_i) :	25.8	^oC
Pression initiale (B_i) :	96.5	kPa
	965	mbar

Calcul de la pression

Régression linéaire

C_f =	0.00017893	MPa/B
T_k =	0.00008066	MPa/^{o}C

Régression Polynomiale

A =	-6.50E-10	MPa
B =	-0.00016999	MPa
C =	1.559	MPa
T_k=	0.00008066	MPa/^{o}C

PARAMÈTRES D'INSTALLATION ET DE CALIBRATION DU PIÉZOMÈTRE À CORDE VIBRANTE VWP13

VWP13

Paramètres d'installation et de calibration

Date d'installation :	2016-07-25
Coordonnées Est (m) :	715650.19
Coordonnées Nord (m) :	5332663.80
Élévation du sol naturel (m) :	347.22
Profondeur de la sonde (m) :	5.18
Élévation de la sonde (m) :	342.04

Calibration laboratoire — En date du 2016-06-22

Lecture initiale (L_0) :	8728.00	B units
Température initiale (T_0) :	21.10	^oC
Pression initiale (B_0) :	1019.40	mbar

Calibration terrain — En date du 2016-07-25

Lecture initiale (L_i) :	8755.07	B units
Température initiale (T_i) :	19.5	^oC
Pression initiale (B_i) :	96.72	kPa
	967.2	mbar

Calcul de la pression

Régression linéaire

C_f =	0.00018003	MPa/B
T_k =	0.000007664	MPa/^{o}C

Régression Polynomiale

A =	-4.60E-10	MPa
B =	-0.00017379	MPa
C =	1.557	MPa
T_k=	0.000007664	MPa/^{o}C

PARAMÈTRES D'INSTALLATION ET DE CALIBRATION DU PIÉZOMÈTRE À CORDE VIBRANTE VWP14

VWP14

Paramètres d'installation et de calibration

Date d'installation :	2016-07-25
Coordonnées Est (m) :	715650.19
Coordonnées Nord (m) :	5332663.80
Élévation du sol naturel (m) :	347.22
Profondeur de la sonde (m) :	13.72
Élévation de la sonde (m) :	333.51

Calibration laboratoire — En date du 2016-06-22

Lecture initiale (L_0) :	8696.00	B units
Température initiale (T_0) :	21.20	^oC
Pression initiale (B_0) :	1019.40	mbar

Calibration terrain — En date du 2016-07-25

Lecture initiale (L_i) :	8723.95	B units
Température initiale (T_i) :	19.1	^oC
Pression initiale (B_i) :	96.72	kPa
	967.2	mbar

Calcul de la pression

Régression linéaire

C_f =	0.0001688	MPa/B
T_k =	0.00005019	MPa/^{o}C

Régression Polynomiale

A =	-5.82E-10	MPa
B =	-0.0001611	MPa
C =	1.450	MPa
T_k=	0.00005019	MPa/^{o}C

PARAMÈTRES D'INSTALLATION ET DE CALIBRATION DU PIÉZOMÈTRE À CORDE VIBRANTE VWP15

VWP15

Paramètres d'installation et de calibration

Date d'installation :	2016-07-25
Coordonnées Est (m) :	715650.19
Coordonnées Nord (m) :	5332663.80
Élévation du sol naturel (m) :	347.22
Profondeur de la sonde (m) :	16.76
Élévation de la sonde (m) :	330.46

Calibration laboratoire — En date du 2016-06-22

Lecture initiale (L_0) :	8651.00	B units
Température initiale (T_0) :	21.00	^oC
Pression initiale (B_0) :	1019.40	mbar

Calibration terrain — En date du 2016-07-25

Lecture initiale (L_i) :	8681.23	B units
Température initiale (T_i) :	19.1	^oC
Pression initiale (B_i) :	96.72	kPa
	967.2	mbar

Calcul de la pression

Régression linéaire

C_f =	0.00016536	MPa/B
T_k =	0.00003623	MPa/^oC

Régression Polynomiale

A =	-6.04E-10	MPa
B =	-0.00015747	MPa
C =	1.413	MPa
T_k=	0.00003623	MPa/^oC

PARAMÈTRES D'INSTALLATION ET DE CALIBRATION DU PIÉZOMÈTRE À CORDE VIBRANTE VWP16

VWP16

Paramètres d'installation et de calibration

Date d'installation :	2016-07-24
Coordonnées Est (m) :	715666.41
Coordonnées Nord (m) :	5332674.62
Élévation du sol naturel (m) :	347.03
Profondeur de la sonde (m) :	4.57
Élévation de la sonde (m) :	342.46

Calibration laboratoire — En date du 2016-06-22

Lecture initiale (L_0) :	8727.00	B units
Température initiale (T_0) :	21.00	^oC
Pression initiale (B_0) :	1019.40	mbar

Calibration terrain — En date du 2016-07-24

Lecture initiale (L_i) :	8748.7	B units
Température initiale (T_i) :	16	^oC
Pression initiale (B_i) :	97.79	kPa
	977.9	mbar

Calcul de la pression

Régression linéaire

C_f =	0.00017165	MPa/B
T_k =	0.00003955	MPa/^oC

Régression Polynomiale

A =	-7.02E-10	MPa
B =	-0.00016226	MPa
C =	1.473	MPa
T_k=	0.00003955	MPa/^oC

PARAMÈTRES D'INSTALLATION ET DE CALIBRATION DU PIÉZOMÈTRE À CORDE VIBRANTE VWP17

VWP17

Paramètres d'installation et de calibration

Date d'installation :	2016-07-24
Coordonnées Est (m) :	715666.41
Coordonnées Nord (m) :	5332674.62
Élévation du sol naturel (m) :	347.03
Profondeur de la sonde (m) :	13.72
Élévation de la sonde (m) :	333.32

Calibration laboratoire — En date du 2016-06-22

Lecture initiale (L_0) :	8840.00	B units
Température initiale (T_0) :	21.00	^oC
Pression initiale (B_0) :	1019.40	mbar

Calibration terrain — En date du

Lecture initiale (L_i) :	8861.6	B units
Température initiale (T_i) :	16.8	^oC
Pression initiale (B_i) :	97.79	kPa
	977.9	mbar

Calcul de la pression

Régression linéaire

C_f =	0.00017357	MPa/B
T_k =	0.00006645	MPa/^{o}C

Régression Polynomiale

A =	-6.42E-10	MPa
B =	-0.00016481	MPa
C =	1.511	MPa
T_k=	0.00006645	MPa/^{o}C

PARAMÈTRES D'INSTALLATION ET DE CALIBRATION DU PIÉZOMÈTRE À CORDE VIBRANTE VWP18

VWP18

Paramètres d'installation et de calibration

Date d'installation :	2016-07-24
Coordonnées Est (m) :	715666.41
Coordonnées Nord (m) :	5332674.62
Élévation du sol naturel (m) :	347.03
Profondeur de la sonde (m) :	16.76
Élévation de la sonde (m) :	330.27

Calibration laboratoire — En date du 2016-06-22

Lecture initiale (L_0) :	8772.00	B units
Température initiale (T_0) :	21.10	^oC
Pression initiale (B_0) :	1019.40	mbar

Calibration terrain — En date du 2016-07-24

Lecture initiale (L_i) :	8794.4	B units
Température initiale (T_i) :	15.6	^oC
Pression initiale (B_i) :	97.79	kPa
	977.9	mbar

Calcul de la pression

Régression linéaire

C_f =	0.00017525	MPa/B
T_k =	0.00004434	MPa/^{o}C

Régression Polynomiale

A =	-5.14E-10	MPa
B =	-0.00016828	MPa
C =	1.520	MPa
T_k=	0.00004434	MPa/^{o}C

ANNEXE E – CALIBRATION DES SONDES DE TENEURS EN EAU 5TE

Teneur en eau massique :

Masse eau	g	84,3	139,1	207,1	315,4	378,7
Masse sol sec	g	888,7	893,7	880,8	998,2	959,7
Teneur en eau massique	-	0,09	0,16	0,24	0,32	0,39

Volume du moule :

Température de l'eau	°C	23,4	23,4	23,2	23,1	22,9
Masse d'eau	g	830,7	717,5	576,8	703,4	757,8
Masse volumique eau	g/cm^3	0,9974	0,9974	0,9975	0,9975	0,9976
Volume	cm^3	832,8	719,3	578,2	705,1	759,6

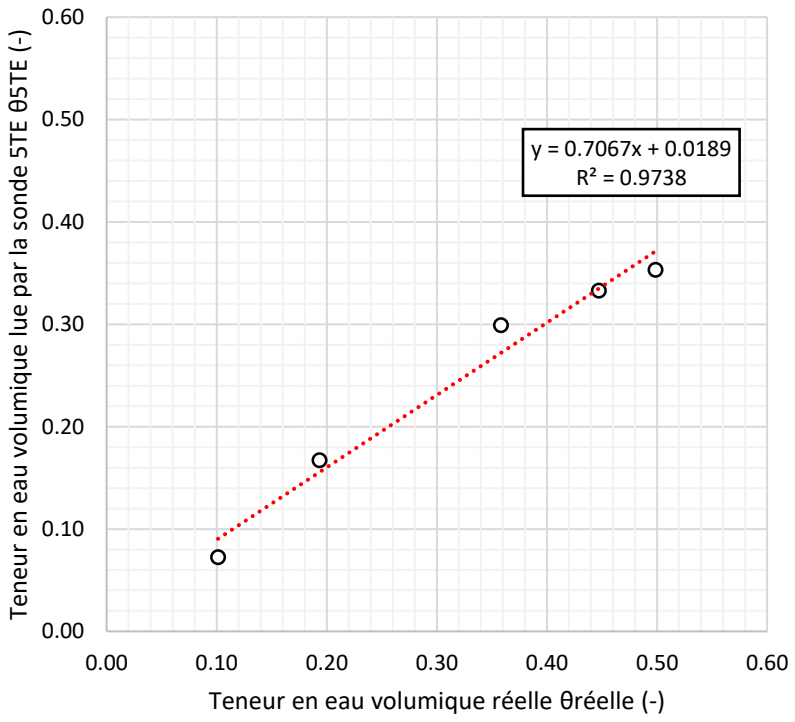
Teneur en eau volumique réelle:

ρ_d	g/cm^3	1,07	1,24	1,52	1,42	1,26
ρ_s	g/cm^3	2,71	2,71	2,71	2,71	2,71
e	-	1,54	1,18	0,78	0,91	1,15
n	-	0,61	0,54	0,44	0,48	0,53
Sr	-	0,17	0,36	0,82	0,94	0,93
Teneur en eau volumique réelle	-	0,10	0,19	0,36	0,45	0,50

Teneur en eau volumique sonde :

Teneur en eau volumique sonde	m^3/m^3	0,07	0,17	0,30	0,33	0,35

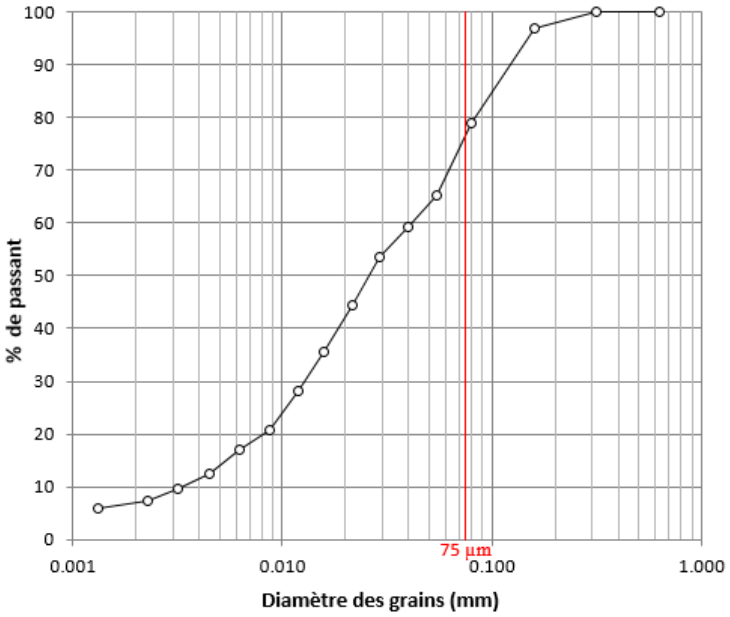
Graphique :



ANNEXE F – ANALYSES GRANULOMÉTRIQUES COMPLÉMENTAIRES

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE DES RÉSIDULS DE L'ESSAI AU PRESSURE PLATE B

D10 (mm)	0.0034
D60 (mm)	0.041
Cu (-)	12.4

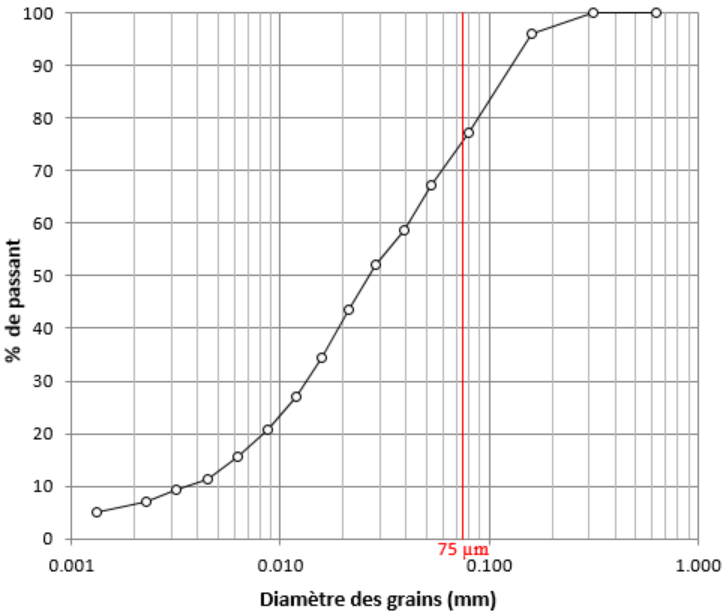


Commentaires :

La courbe granulométrique de l'essai Pressure Plate B est semblable aux autres granulométries faites sur les résidus miniers de la mine CM échantillonnés en juin 2016 (D_{10} variant entre 0,0031 et 0,0036 et un D_{60} variant entre 0,035 et 0,045).

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE DES RÉSIDUS DE L'ESSAI À LA CELLULE TEMPE A ET DE L'ESSAI DE CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE A

D10 (mm)	0.0036
D60 (mm)	0.041
Cu (-)	11.4



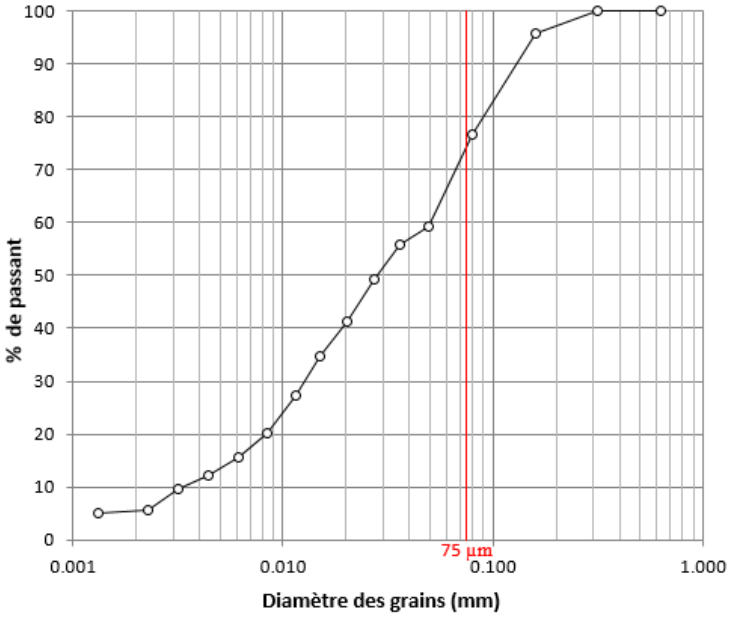
Commentaires :

La courbe granulométrique de l'essai à la cellule Tempe A est semblable aux autres granulométries faites sur les résidus miniers de la mine CM échantillonnés en juin 2016 (D_{10} variant entre 0,0031 et 0,0036 et un D_{60} variant entre 0,035 et 0,045).

Note : Les essais en cellules Tempe A et B ont été montés à partir de l'essai de conductivité hydraulique A.

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE DES RÉSIDUS DE L'ESSAI DE CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE B

D10 (mm)	0.0034
D60 (mm)	0.051
Cu (-)	15.1



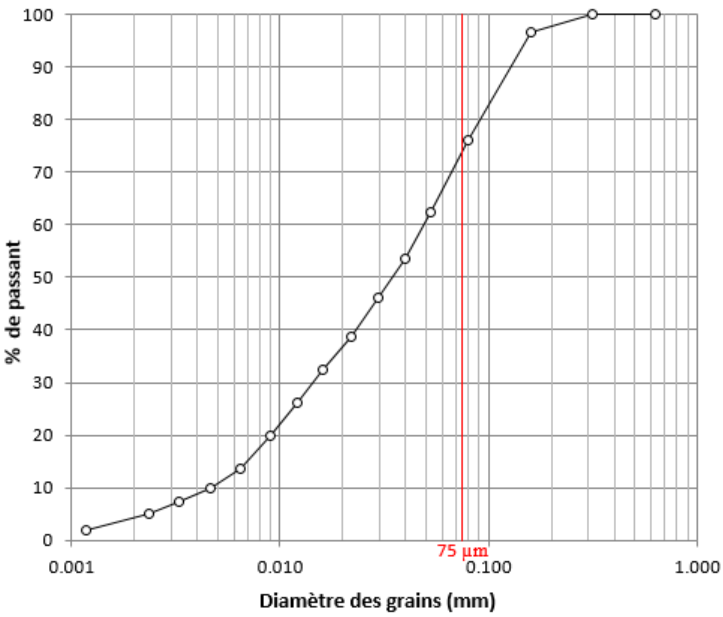
Commentaires :

La courbe granulométrique de l'essai conductivité hydraulique B est semblable aux autres granulométries faites sur les résidus miniers de la mine CM échantillonnés en juin 2016 (D_{10} variant entre 0,0031 et 0,0036 et un D_{60} variant entre 0,035 et 0,045).

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE DES RÉSIDUS DE L'ESSAI DE COMPRESSION C

(Après humidification, avant passage dans la cellule de Poncelet et la déposition hydraulique)

D10 (mm)	0.0047
D60 (mm)	0.048
Cu (-)	10.2



Commentaires :

La courbe granulométrique de l'essai de compression C est semblable aux autres granulométries faites sur les résidus miniers de la mine CM échantillonnés en juin 2016 (D_{10} variant entre 0,0031 et 0,0036 et un D_{60} variant entre 0,035 et 0,045).

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE DES RÉSIDUS DE L'ESSAI DE COMPRESSION C

(Après le démontage de l'essai)

Haut de l'éprouvette

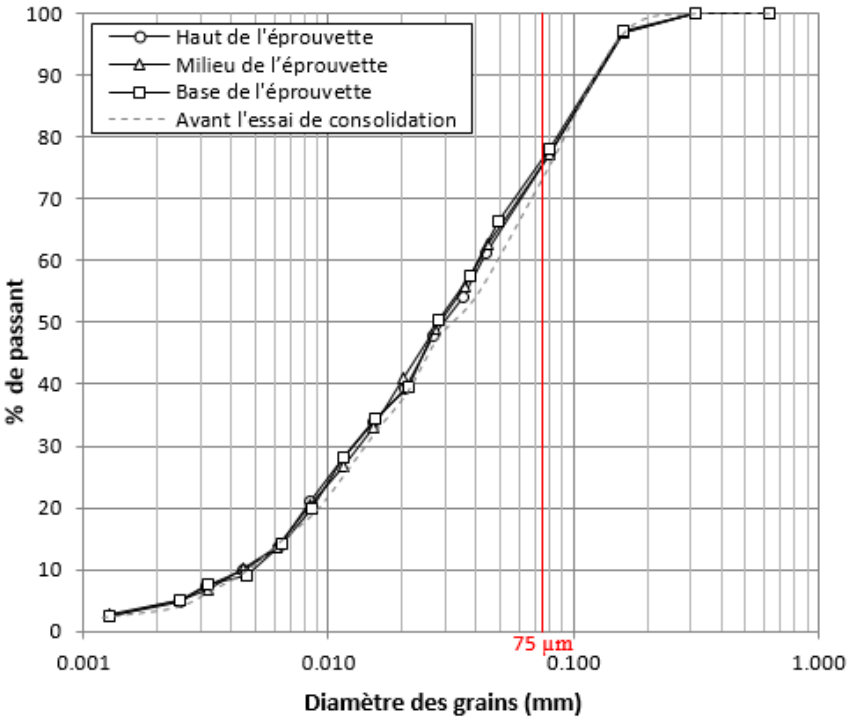
D10 (mm)	0.0046
D60 (mm)	0.042
Cu (-)	9.3

Milieu de l'éprouvette

D10 (mm)	0.0044
D60 (mm)	0.041
Cu (-)	9.3

Base de l'éprouvette

D10 (mm)	0.0050
D60 (mm)	0.041
Cu (-)	8.2



Commentaires :

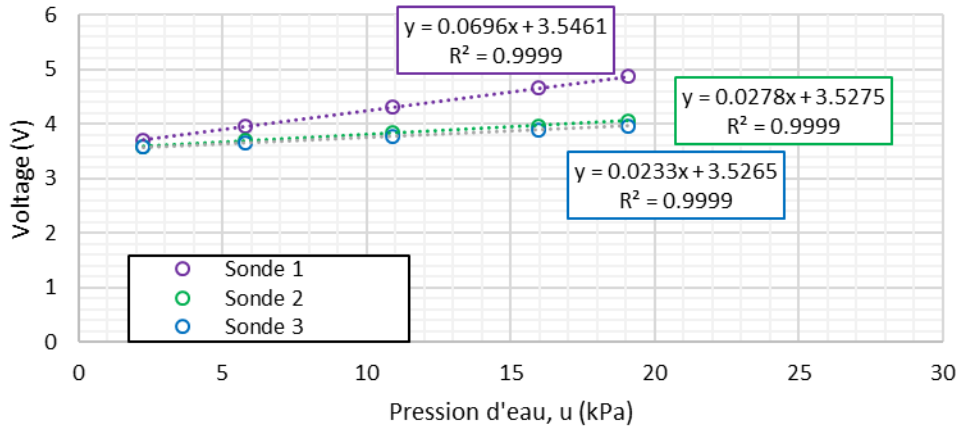
Les courbes granulométriques des résidus suite au démontage de l'essai de compression C sont semblables aux autres granulométries faites sur les résidus miniers de la mine CM échantillonnés en juin 2016 (D_{10} variant entre 0,0031 et 0,0036 et un D_{60} variant entre 0,035 et 0,045).

Aussi, les 3 courbes sont semblables entre elles, ce qui indique qu'il n'y ait pas eu de ségrégation du matériau pendant la déposition hydraulique.

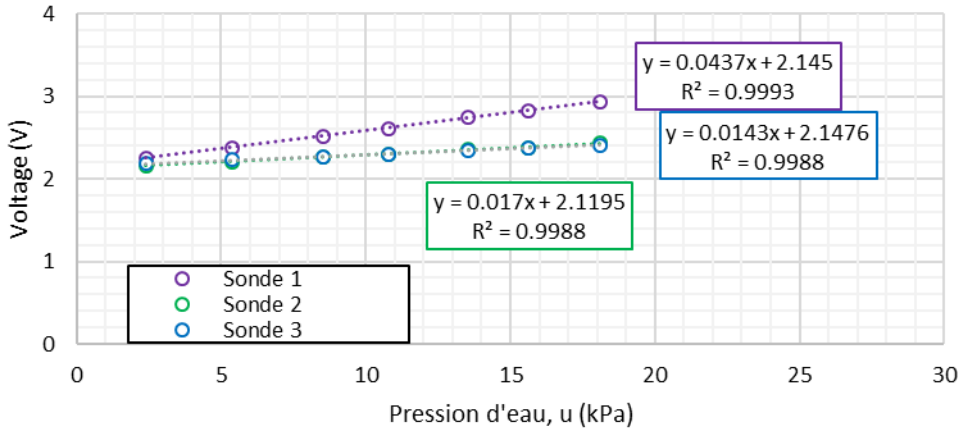
Finalement, les 3 courbes sont semblables à la courbe granulométrique faite sur les résidus avant l'essai de compression.

ANNEXE G – CALIBRATION DES TENSIOMÈTRES OMEGA

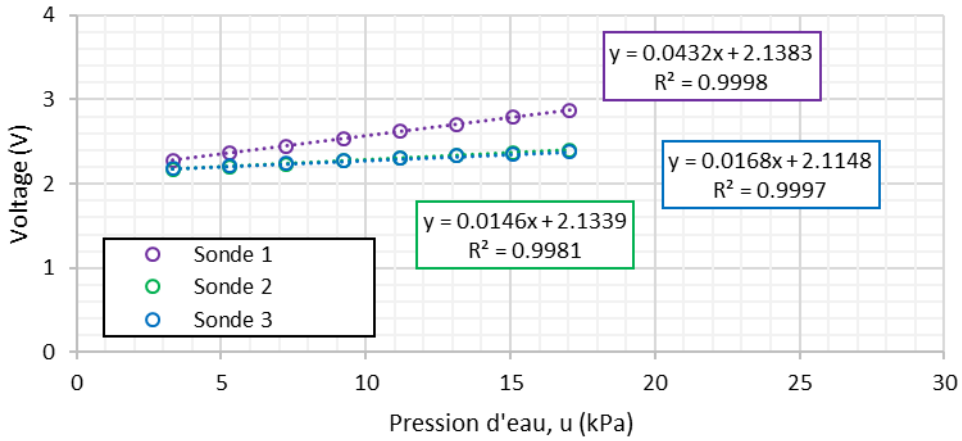
CALIBRATION DES TENSIOMÈTRES OMEGA ESSAI DE COMPRESSION A



CALIBRATION DES TENSIOMÈTRES OMEGA ESSAI DE COMPRESSION B

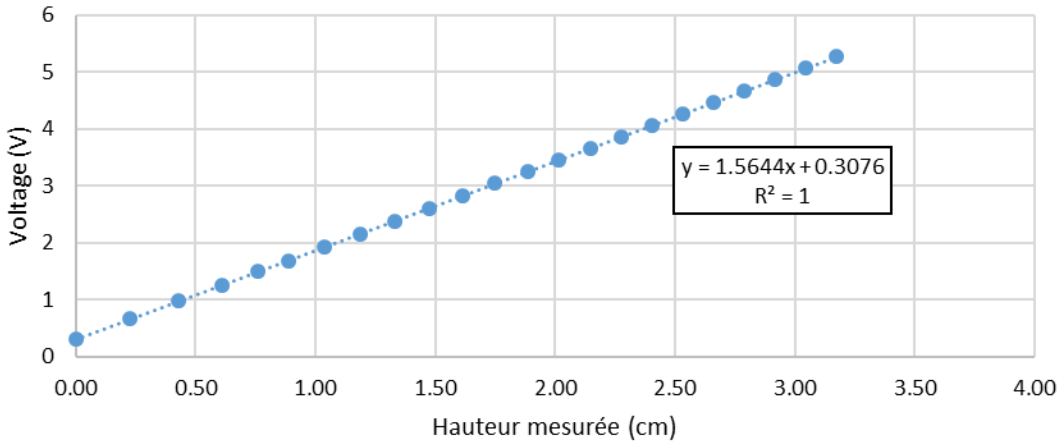


CALIBRATION DES TENSIOMÈTRES OMEGA ESSAI DE COMPRESSION C

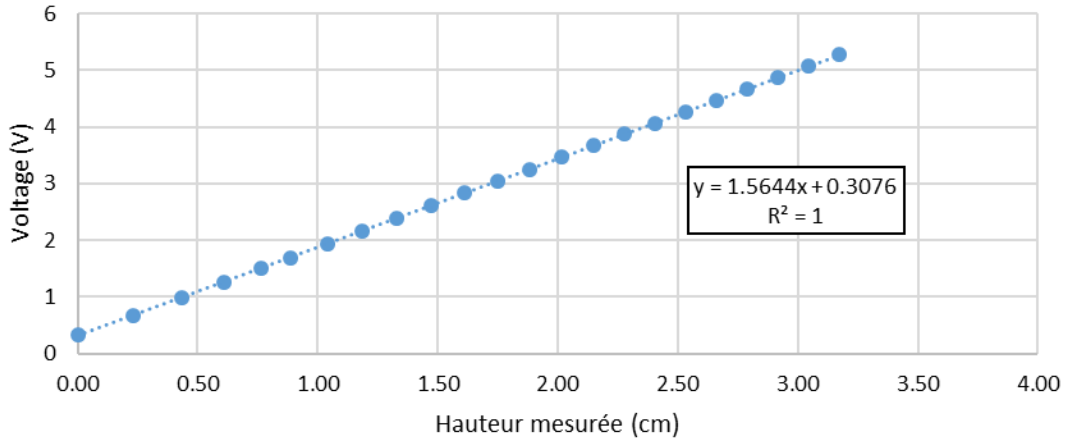


ANNEXE H – CALIBRATION DU LVDT T50

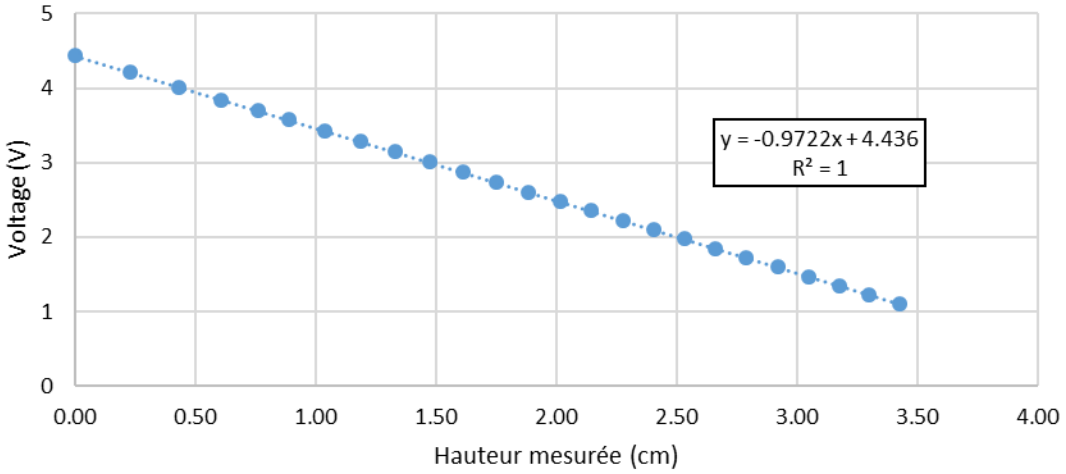
CALIBRATION DU LVDT T50 POUR L'ESSAI DE COMPRESSION A



CALIBRATION DU LVDT T50 POUR L'ESSAI DE COMPRESSION B



CALIBRATION DU LVDT T50 POUR L'ESSAI DE COMPRESSION C



ANNEXE I – PRESSIONS INTERSTITIELLES MESURÉES DURANT LES ESSAIS DE COMPRESSION EN COLONNE SUR LES RÉSIDUS MINIERS

Essai de compression A – Palier 1

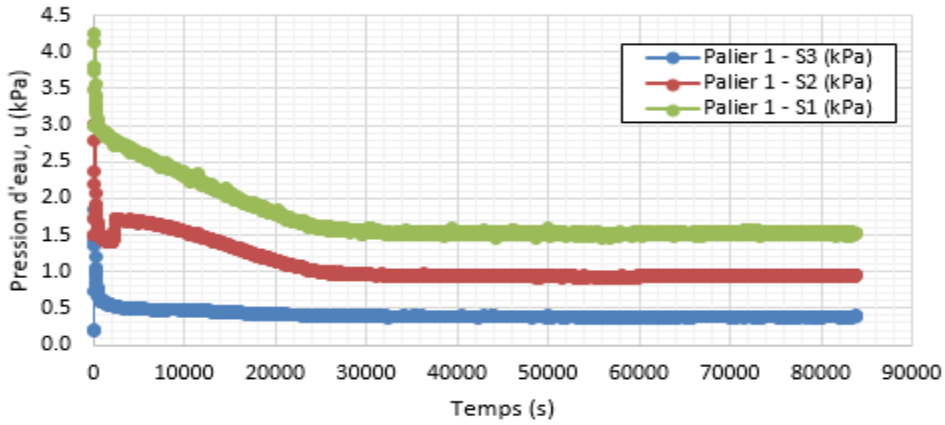


Figure I. 1: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 1 : Δσ = 3,05 kPa (Δt = 30 secondes) (Essai A).

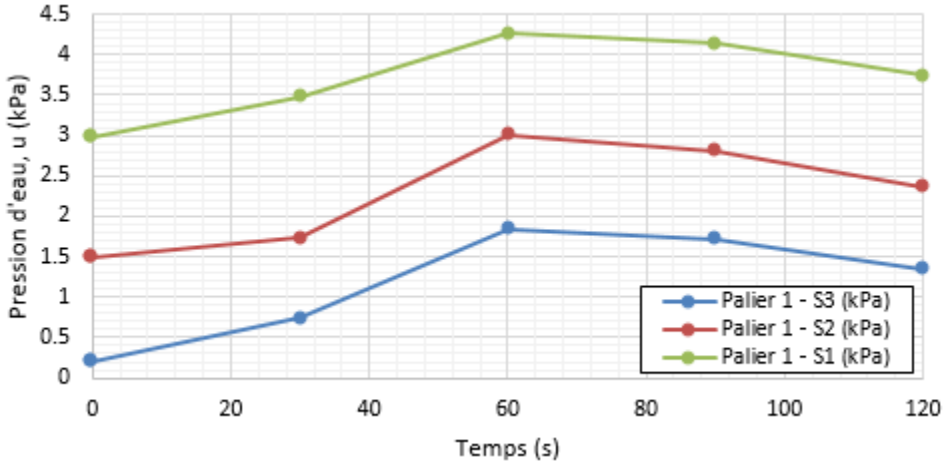


Figure I. 2: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 1 : Δσ = 3,05 kPa (Δ*t* = 30 secondes) (Essai A).

Tableau I. 1: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δ*u*, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 1 (Essai A).

	Tensiomètre S1	Tensiomètre S2	Tensiomètre S3
Δu (kPa)	1,64	2,33	2,37
Δσ (kPa)	3,05	3,05	3,05
Δu/Δσ (kPa)	**0,54**	**0,76**	**0,78**

Essai de compression A – Palier 2

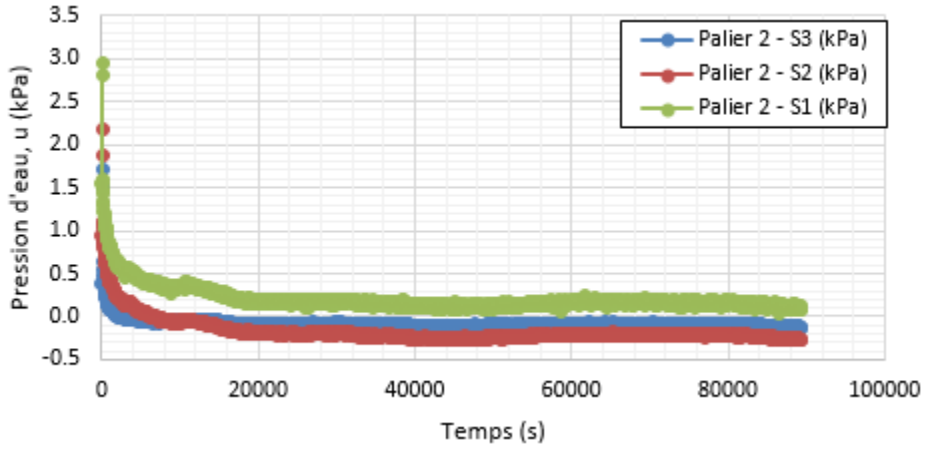


Figure I. 3: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 2 : Δσ = 1,20 kPa (Δt = 30 secondes) (Essai A).

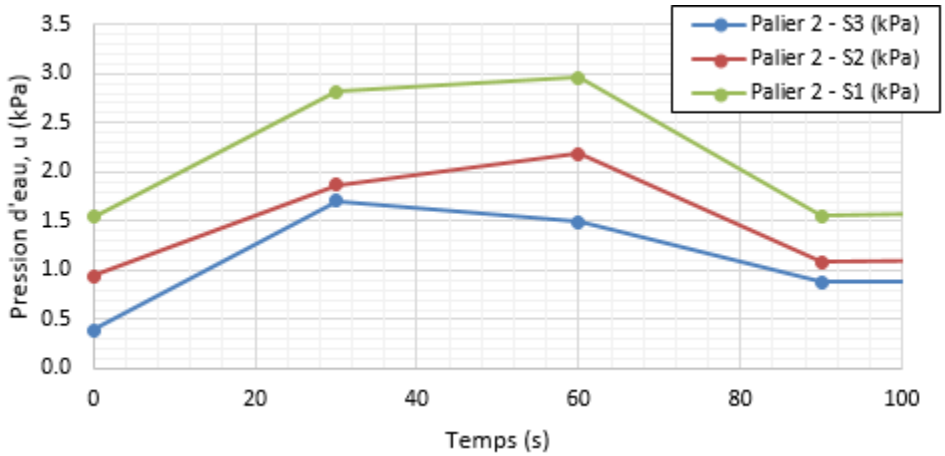


Figure I. 4: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 2 : Δσ = 1,20 kPa (Δt = 30 secondes) (Essai A).

Tableau I. 2: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 2 (Essai A).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	1,32	1,21	1,40
Δσ (kPa)	1,20	1,20	1,20
Δu/Δσ (kPa)	**1,09**	**1,01**	**1,16**

Essai de compression A – Palier 3

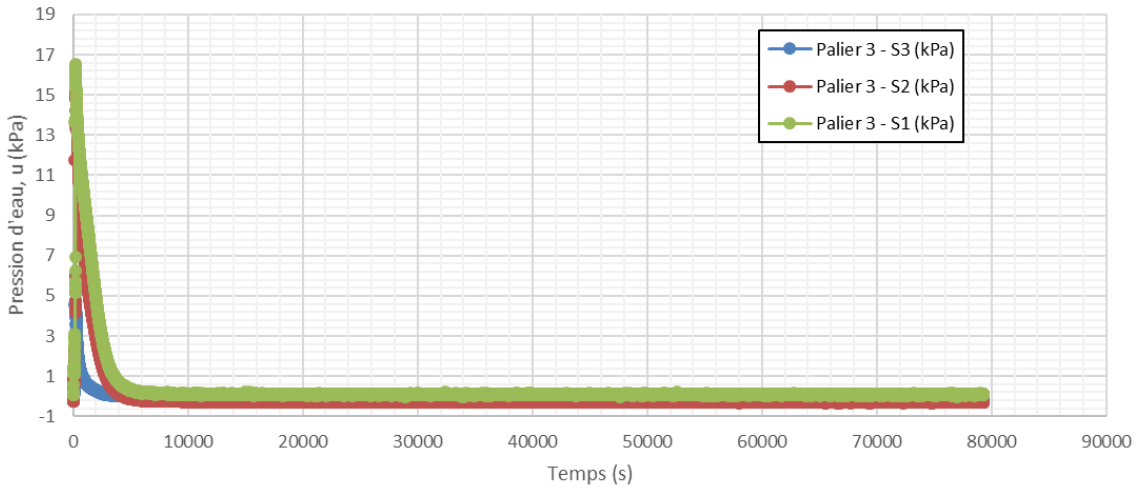


Figure I. 5: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 3 : Δσ = 17,48 kPa (Δt = 5 secondes) (Essai A)

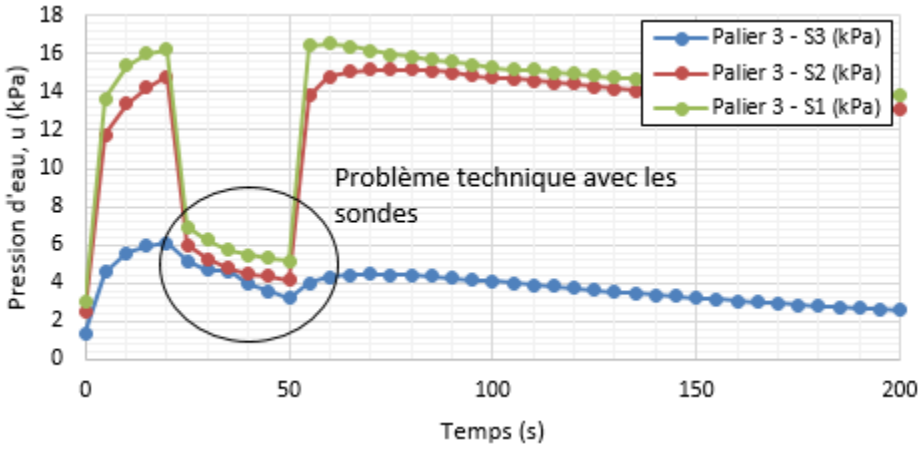


Figure I. 6: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 3 : Δσ = 17,48 kPa (Δt = 5 secondes) (Essai A).

Tableau I. 3: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 3 (Essai A).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	6,21	15,45	16,44
Δσ (kPa)	17,48	17,48	17,48
Δu/Δσ (kPa)	**0,36**	**0,88**	**0,94**

Essai de compression A – Palier 4

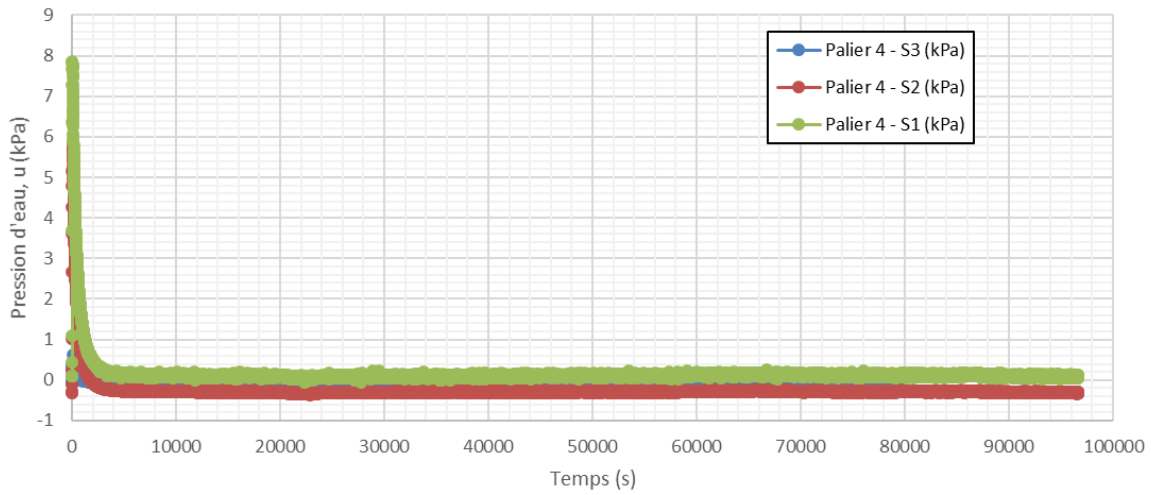


Figure I. 7: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 4 : Δσ = 13,99 kPa (Δt = 5 secondes) (Essai A).

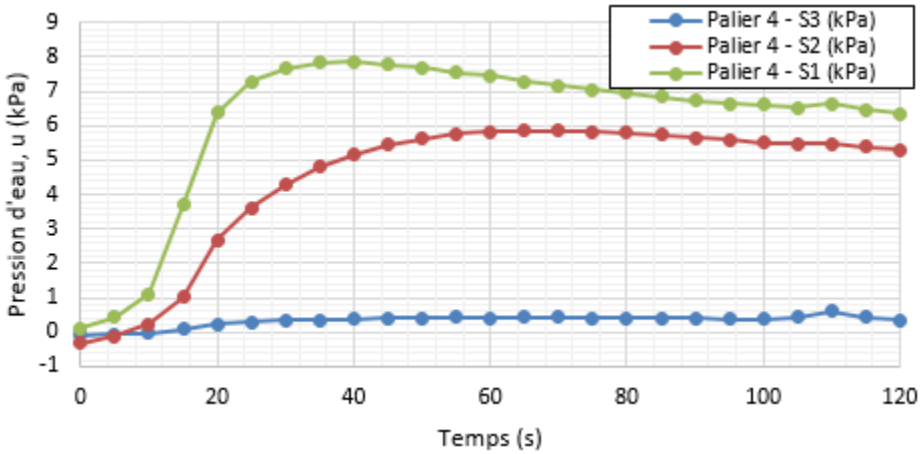


Figure I. 8: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 4 : Δσ = 13,99 kPa (Δt = 5 secondes) (Essai A).

Tableau I. 4: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 4 (Essai A).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	0,67	6,15	7,74
Δσ (kPa)	13,99	13,99	13,99
Δu/Δσ (kPa)	**0,05**	**0,44**	**0,55**

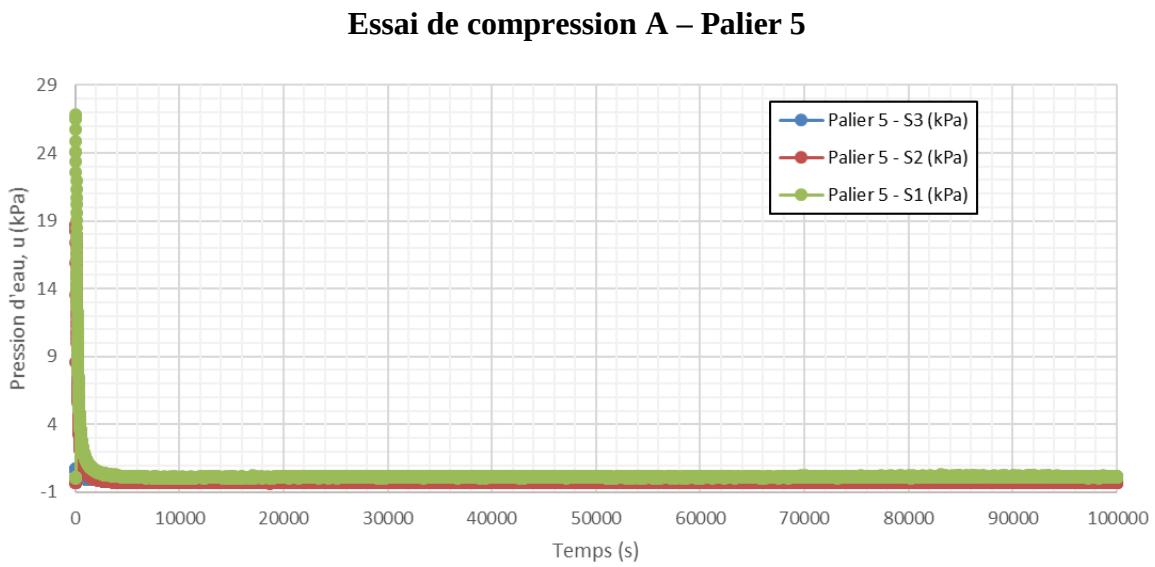


Figure I. 9: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 5 : Δσ = 38,46 kPa (Δt = 5 secondes) (Essai A).

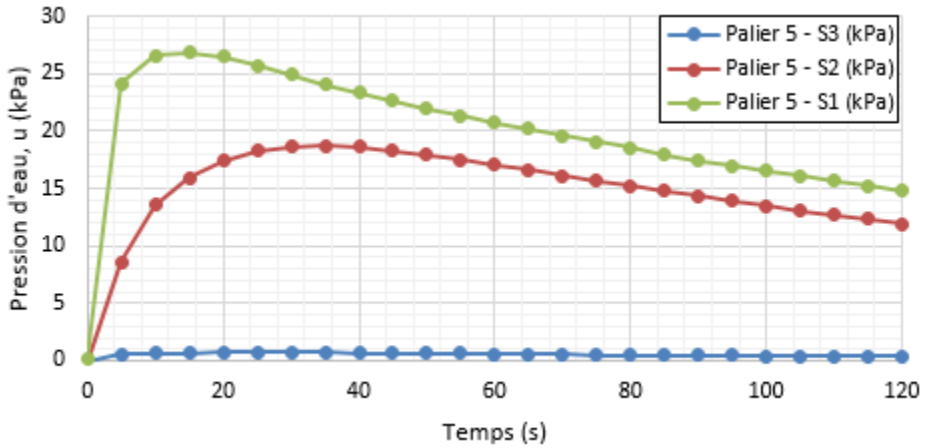


Figure I. 10: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 5 : Δσ = 38,46 kPa (Δt = 5 secondes) (Essai A).

Tableau I. 5: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 5 (Essai A).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	0,80	19,06	26,74
Δσ (kPa)	38,46	38,46	38,46
Δu/Δσ (kPa)	**0,02**	**0,50**	**0,70**

Essai de compression A – Palier 6

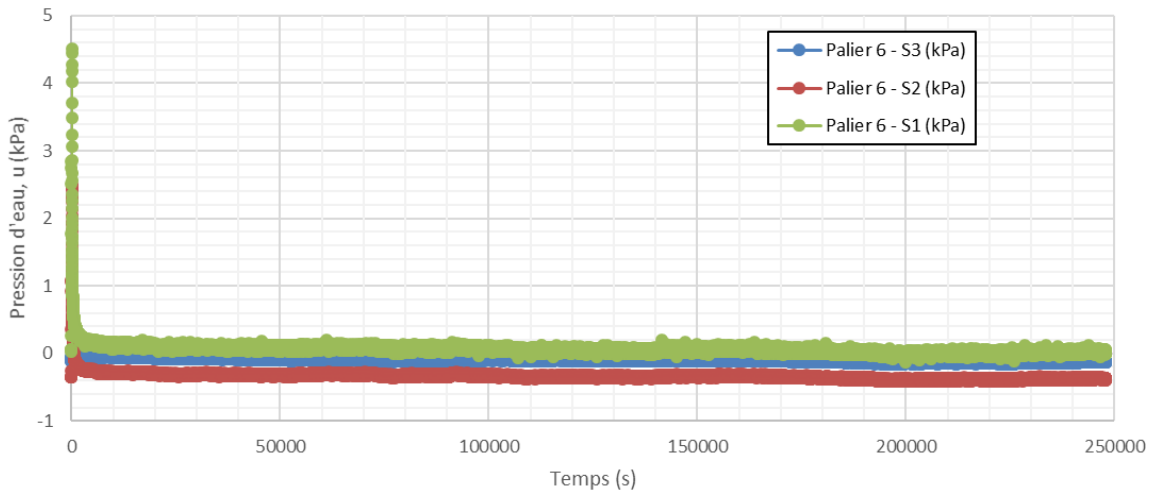


Figure I. 11: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 6 : Δσ = 19,60 kPa (Δt = 5 secondes) (Essai A).

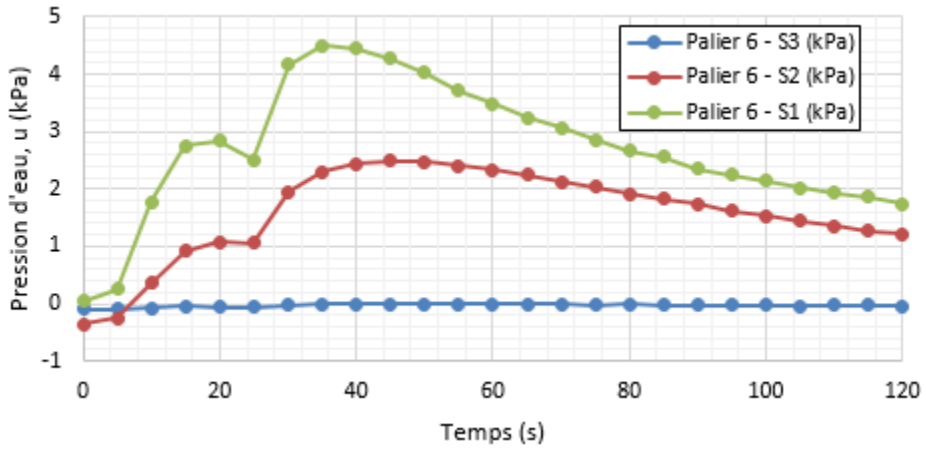


Figure I. 12: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 6 : Δσ = 19,60 kPa (Δt = 5 secondes) (Essai A).

Tableau I. 6: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 6 (Essai A).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	0,11	2,84	4,45
Δσ (kPa)	19,60	19,60	19,60
Δu/Δσ (kPa)	0,01	0,14	0,23

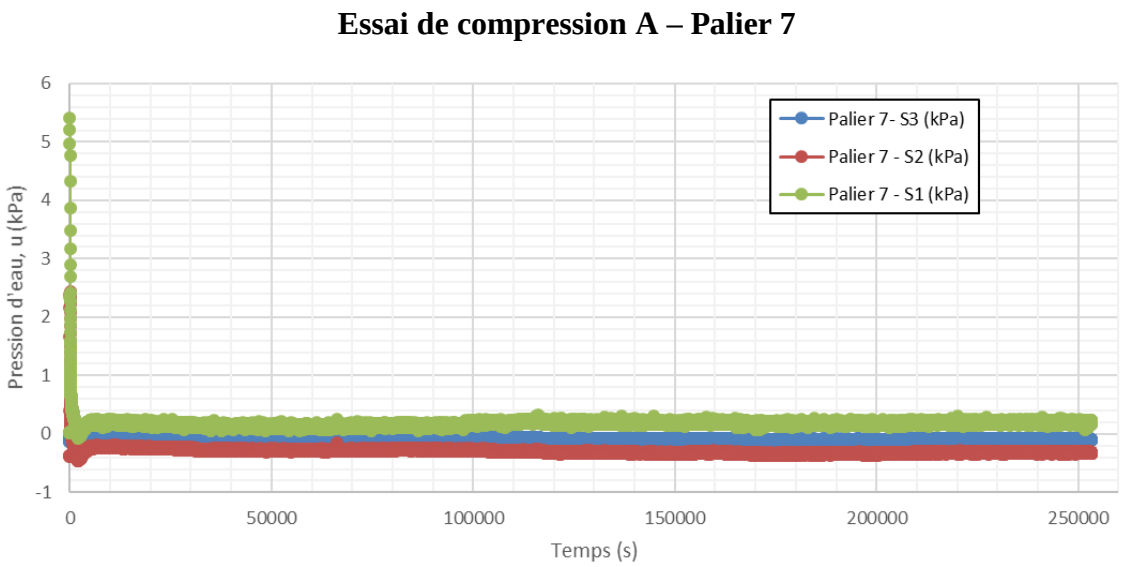


Figure I. 13: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 7 : Δσ = 19,23 kPa (Δt = 5 secondes) (Essai A).

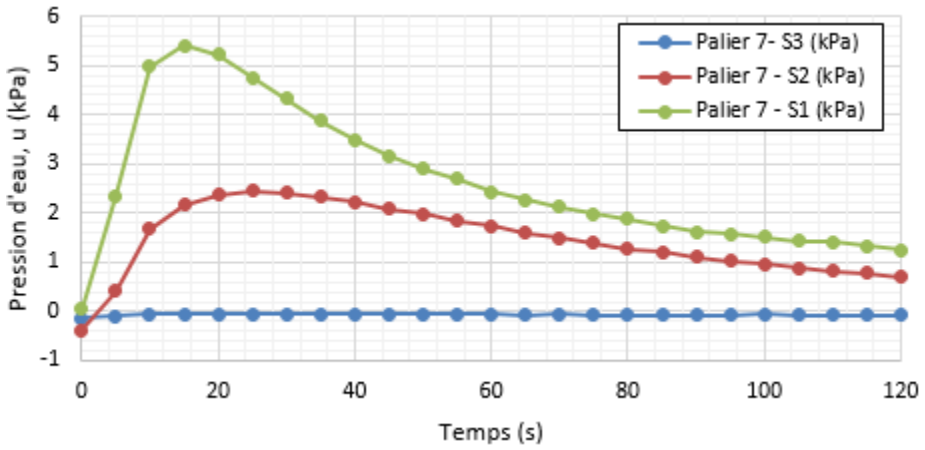


Figure I. 14: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 7 : Δσ = 19,23 kPa (Δt = 5 secondes) (Essai A).

Tableau I. 7: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 7 (Essai A).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	0,09	2,82	5,39
Δσ (kPa)	19,23	19,23	19,23
Δu/Δσ (kPa)	0,00	0,15	0,28

Essai de compression A – Palier 8

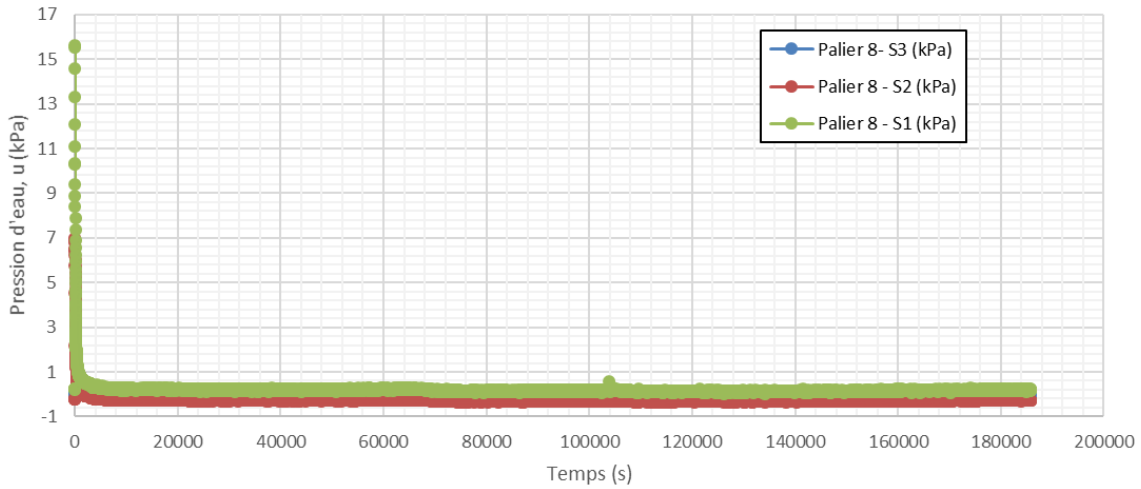


Figure I. 15: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 8 : Δσ = 39,58 kPa (Δt = 5 secondes) (Essai A).

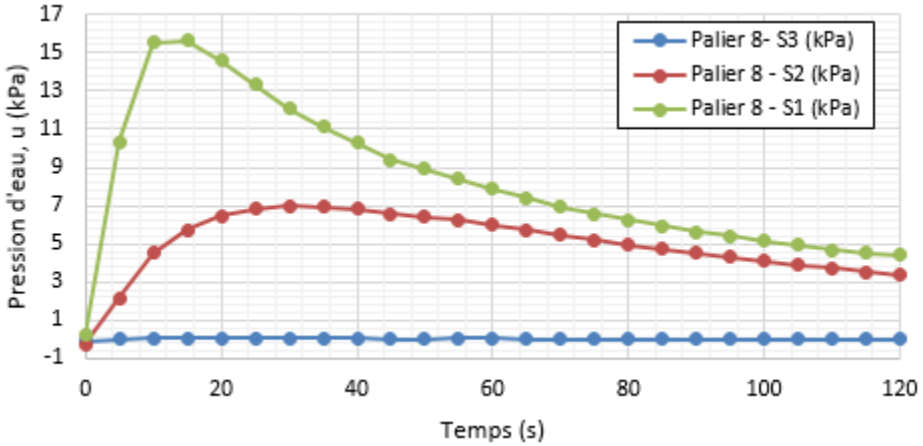


Figure I. 16: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 8 : Δσ = 39,58 kPa (Δt = 5 secondes) (Essai A).

Tableau I. 8: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 8 (Essai A).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	0,17	7,19	15,39
Δσ (kPa)	39,58	39,58	39,58
Δu/Δσ (kPa)	**0,00**	**0,18**	**0,39**

Essai de compression A – Palier 9

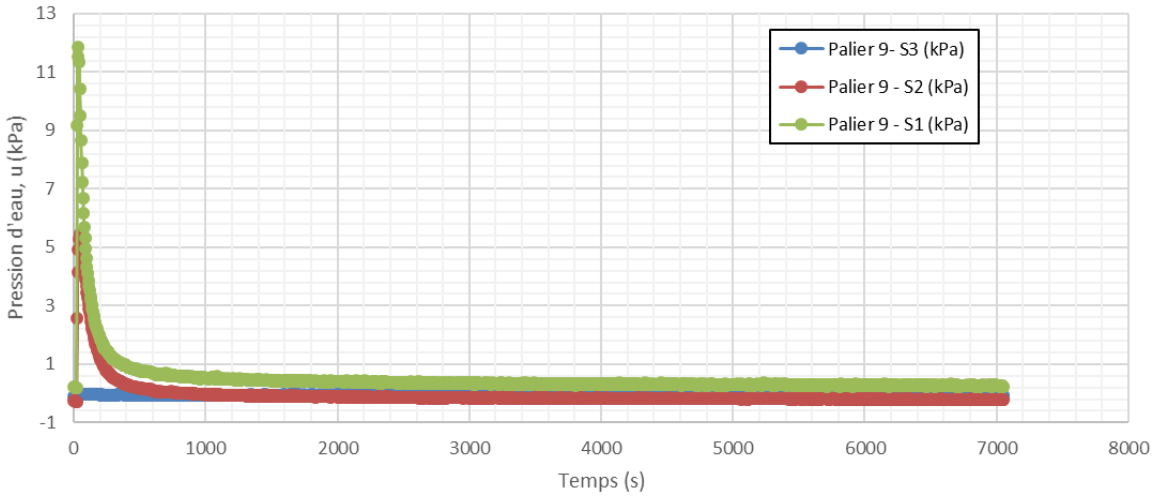


Figure I. 17: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 9 : Δσ = 38,21 kPa (Δt = 5 secondes) (Essai A).

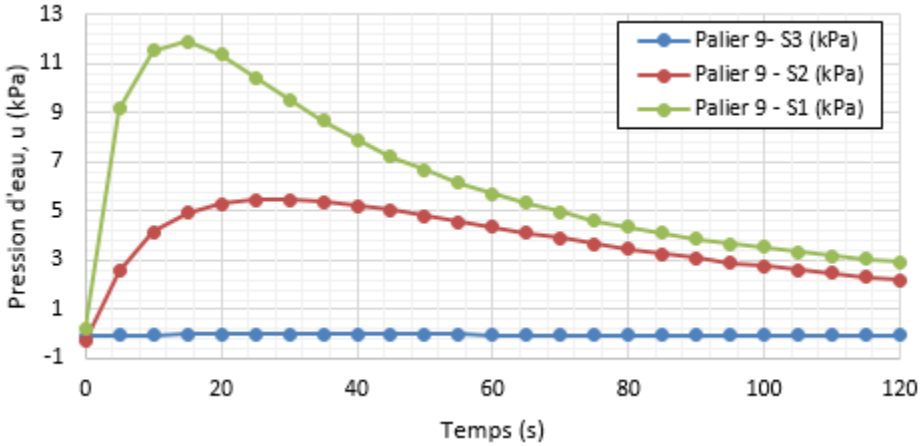


Figure I. 18: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 9 : Δσ = 38,21 kPa (Δt = 5 secondes) (Essai A).

Tableau I. 9: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 9 (Essai A).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	0,08	5,73	11,66
Δσ (kPa)	38,21	38,21	38,21
Δu/Δσ (kPa)	**0,00**	**0,15**	**0,31**

Essai de compression A – Palier 10

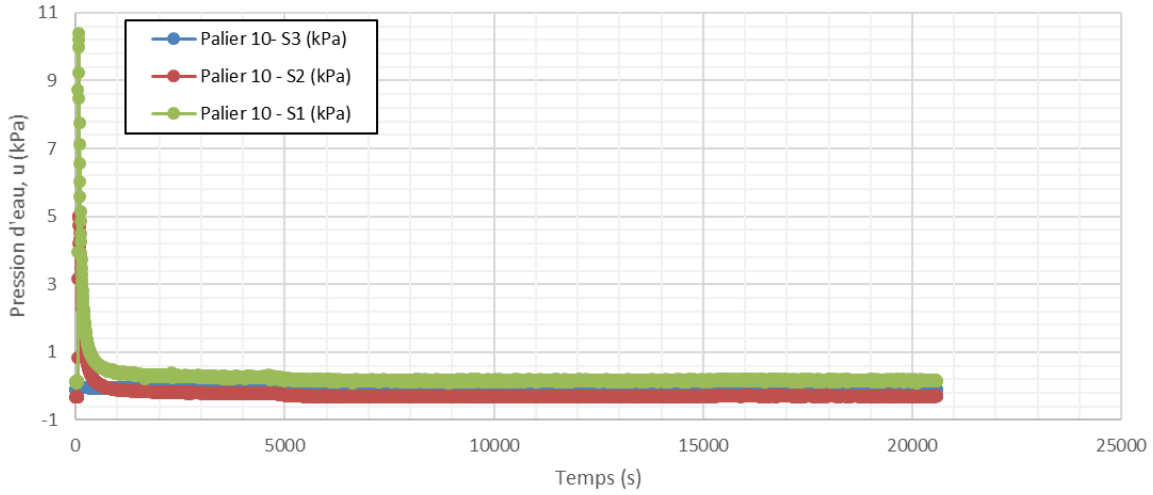


Figure I. 19: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 10 : Δσ = 38,08 kPa (Δt = 5 secondes) (Essai A).

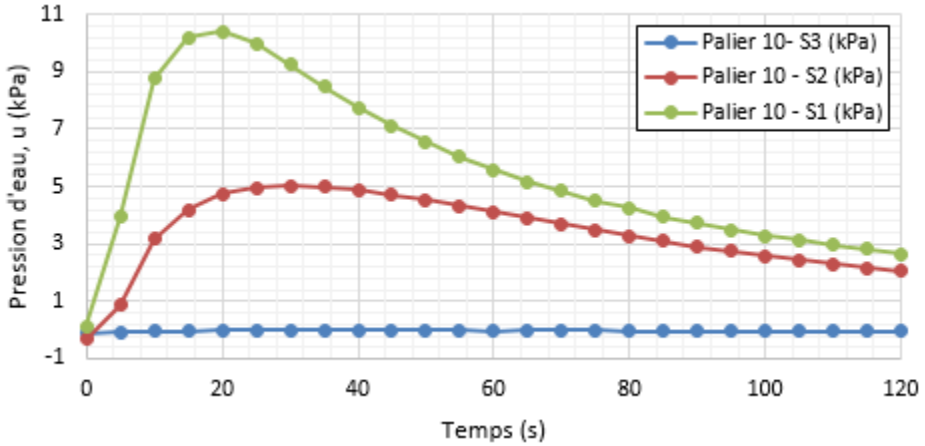


Figure I. 20: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 10 : Δσ = 38,08 kPa (Δt = 5 secondes) (Essai A).

Tableau I. 10: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 10 (Essai A).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	0,09	5,34	10,26
Δσ (kPa)	38,08	38,08	38,08
Δu/Δσ (kPa)	0,00	0,14	0,27

Essai de compression A – Palier 11

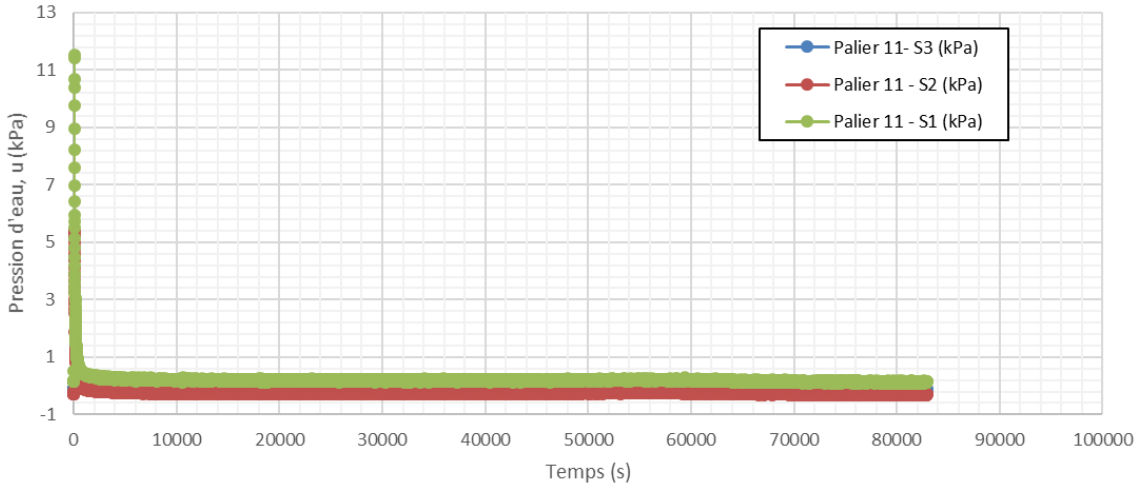


Figure I. 21: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 11 : Δσ = 38,08 kPa (Δt = 5 secondes) (Essai A).

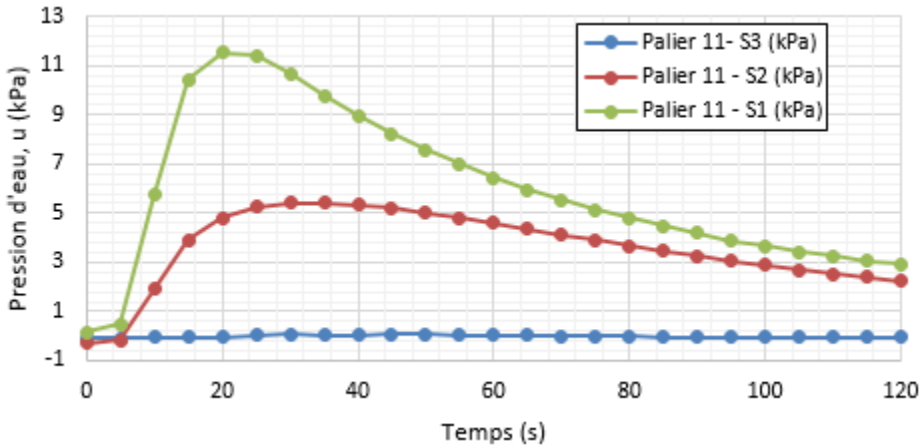


Figure I. 22: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 11 : Δσ = 38,08 kPa (Δt = 5 secondes) (Essai A).

Tableau I. 11: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 11 (Essai A).

	Tensiomètre S1	Tensiomètre S2	Tensiomètre S3
Δu (kPa)	0,20	5,70	11,37
Δσ (kPa)	38,08	38,08	38,08
Δu/Δσ (kPa)	**0,01**	**0,15**	**0,30**

Essai de compression A – Palier 12

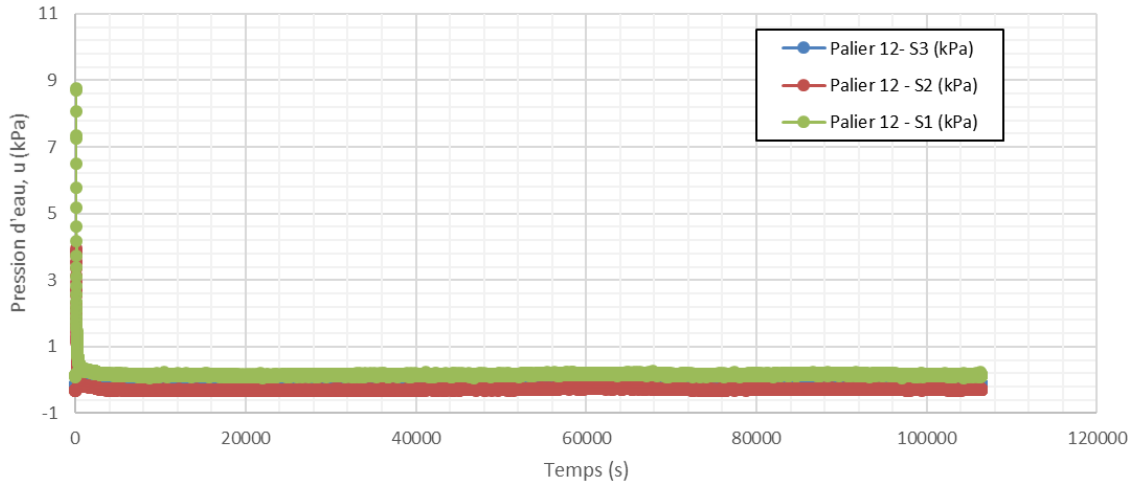


Figure I. 23: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 12 : Δσ = 38,33 kPa (Δt = 5 secondes) (Essai A).

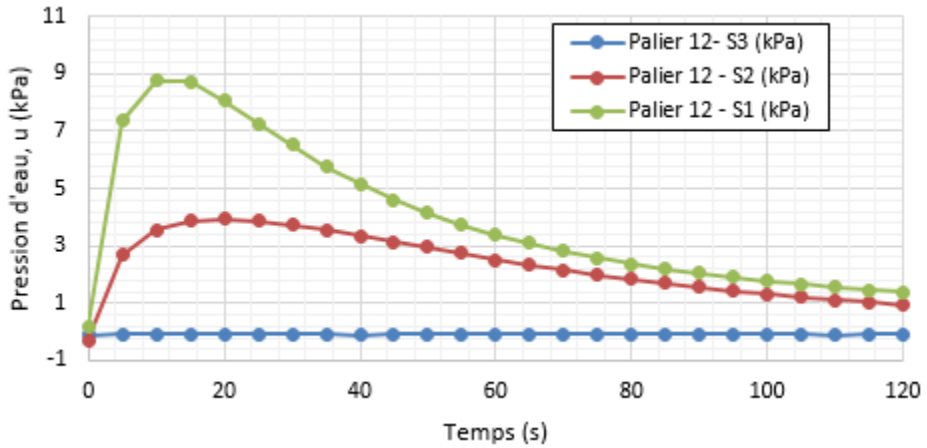


Figure I. 24: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 12 : Δσ = 38,33 kPa (Δt = 5 secondes) (Essai A).

Tableau I. 12: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 12 (Essai A).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	0,05	4,25	8,63
Δσ (kPa)	38,33	38,33	38,33
Δu/Δσ (kPa)	**0,00**	**0,11**	**0,23**

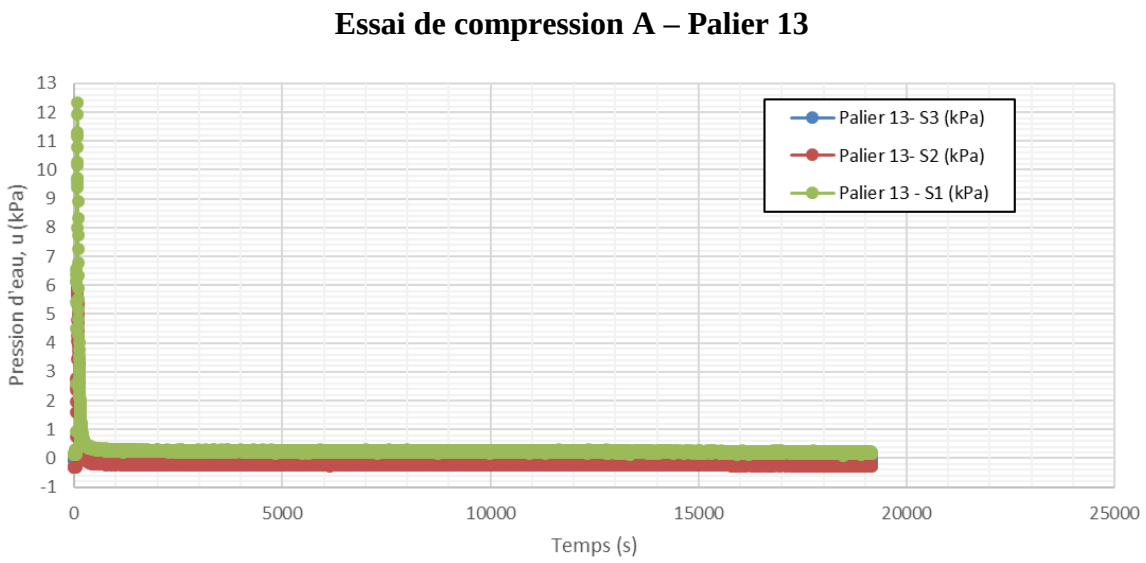


Figure I. 25: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 13 : Δσ = 39,33 kPa (Δt = 2 secondes) (Essai A).

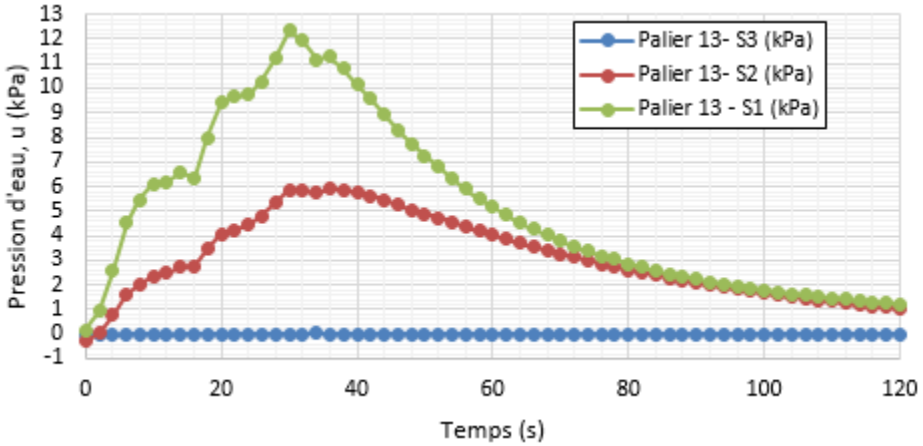


Figure I. 26: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 13 : Δσ = 39,33 kPa (Δt = 2 secondes) (Essai A).

Tableau I. 13: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 13 (Essai A).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	0,07	6,19	12,19
Δσ (kPa)	39,33	39,33	39,33
Δu/Δσ (kPa)	**0,00**	**0,16**	**0,31**

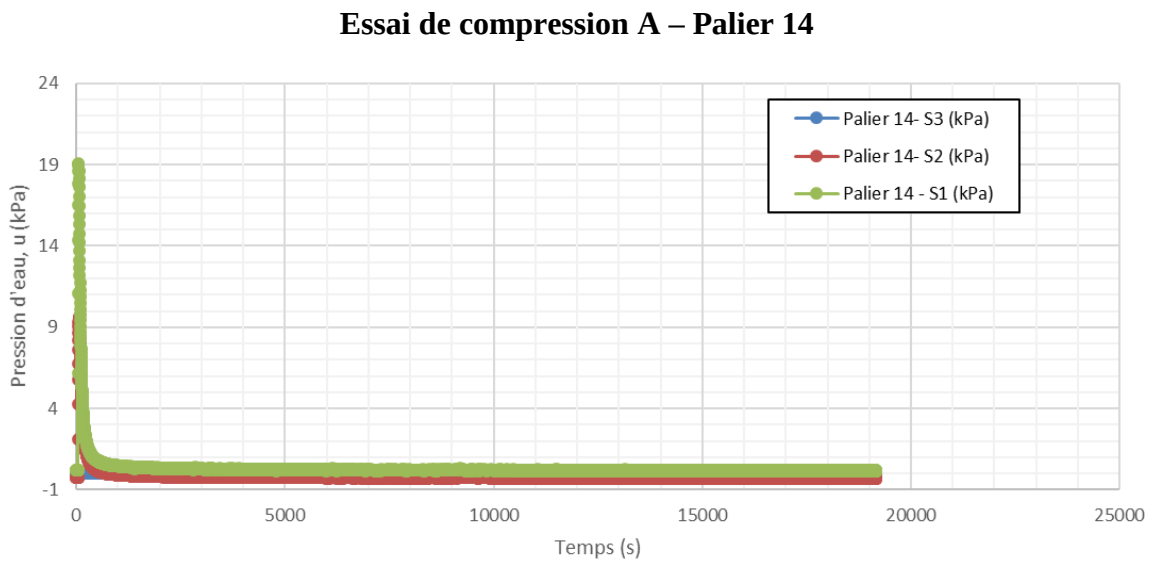


Figure I. 27: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 14 : Δσ = 74,42 kPa (Δt = 2 secondes) (Essai A).

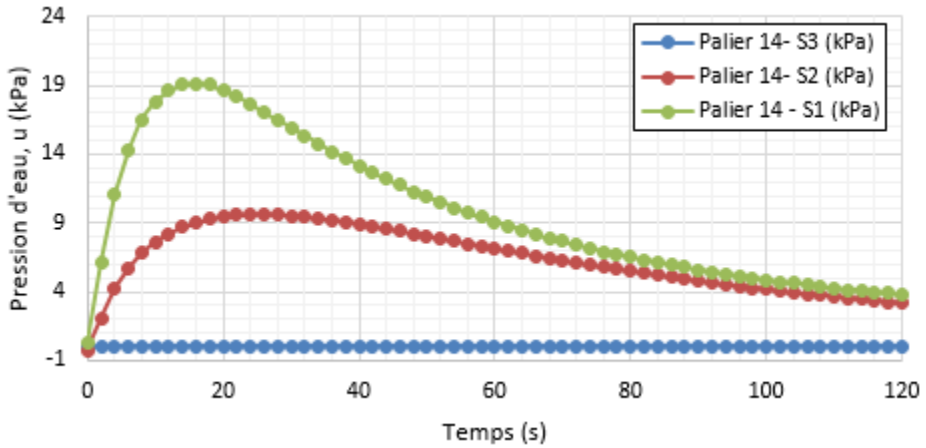


Figure I. 28: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 14 : Δσ = 74,42 kPa (Δt = 2 secondes) (Essai A).

Tableau I. 14: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 14 (Essai A).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	0,08	9,88	18,89
Δσ (kPa)	74,42	74,42	74,42
Δu/Δσ (kPa)	**0,00**	**0,13**	**0,25**

Essai de compression B – Palier 1

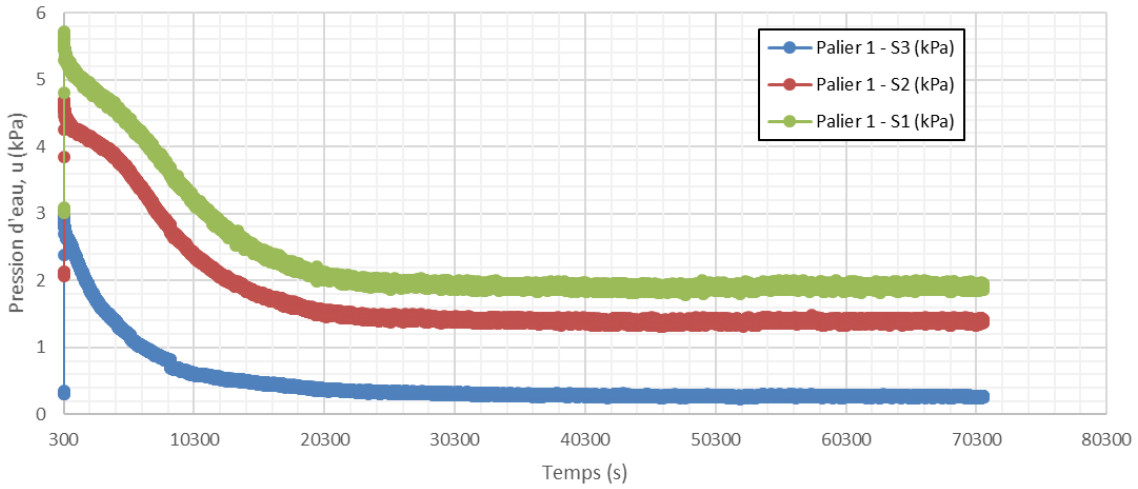


Figure I. 29: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 1 : Δσ = 3,05 kPa (Δt = 2 secondes) (Essai B).

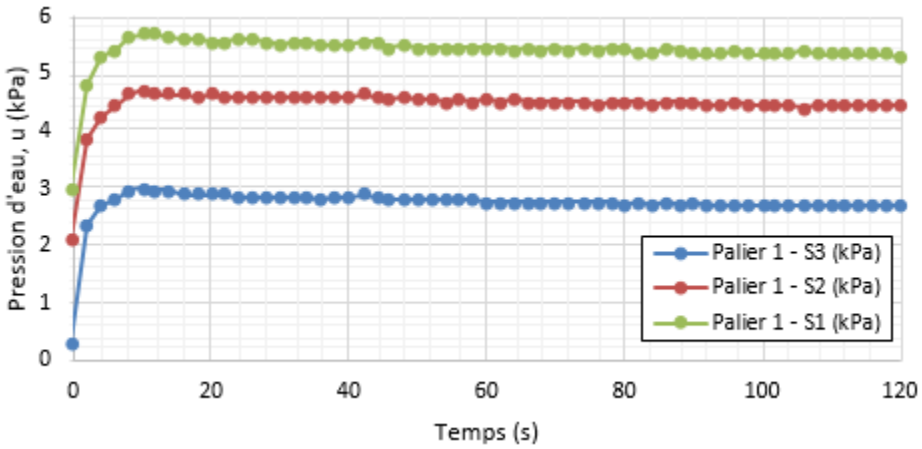


Figure I. 30: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 1 : Δσ = 3,05 kPa (Δt = 2 secondes) (Essai B).

Tableau I. 15: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 1 (Essai B).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	2,65	2,56	2,66
Δσ (kPa)	3,05	3,05	3,05
Δu/Δσ (kPa)	0,87	0,84	0,87

Essai de compression B – Palier 2

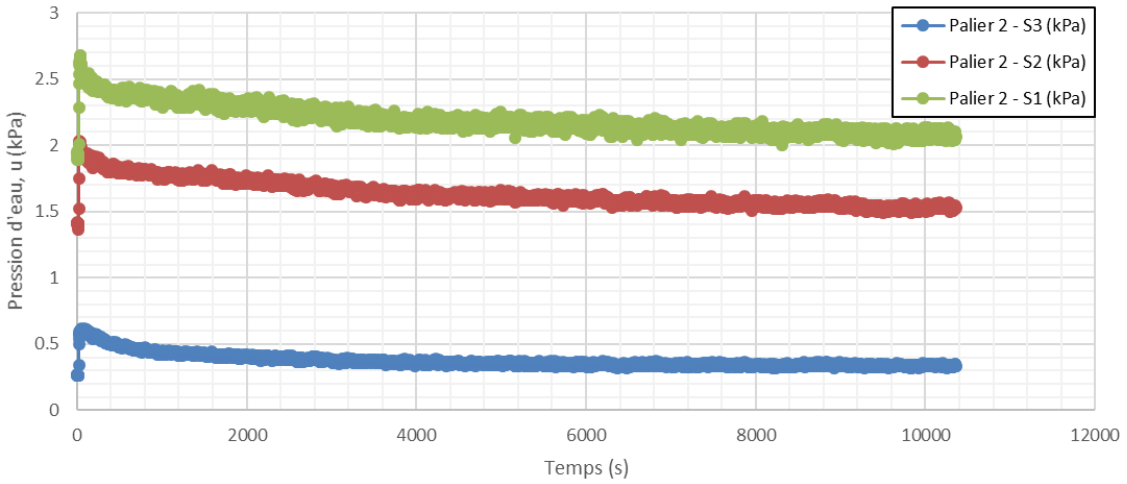


Figure I. 31: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 2 : Δσ = 1,20 kPa (Δt = 2 secondes) (Essai B).

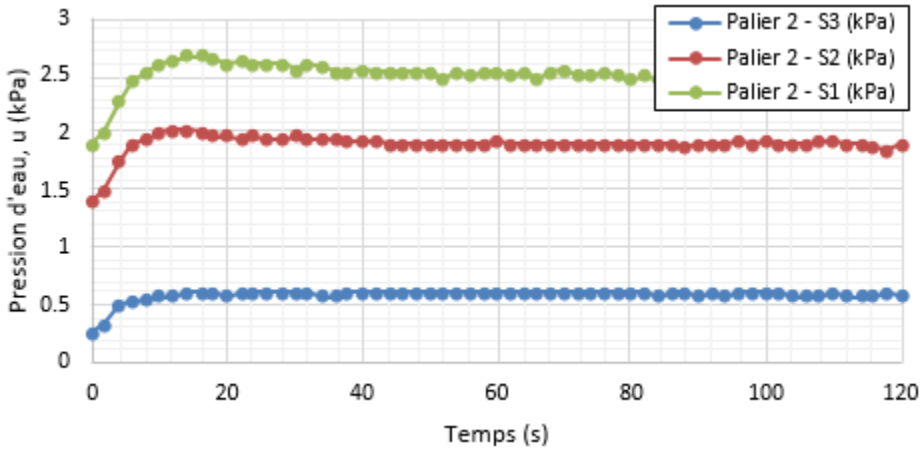


Figure I. 32: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 2 : Δσ = 1,20 kPa (Δt = 2 secondes) (Essai B).

Tableau I. 16: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 2 (Essai B).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	0,35	0,62	0,78
Δσ (kPa)	1,20	1,20	1,20
Δu/Δσ (kPa)	0,29	0,51	0,65

Essai de compression B – Palier 3

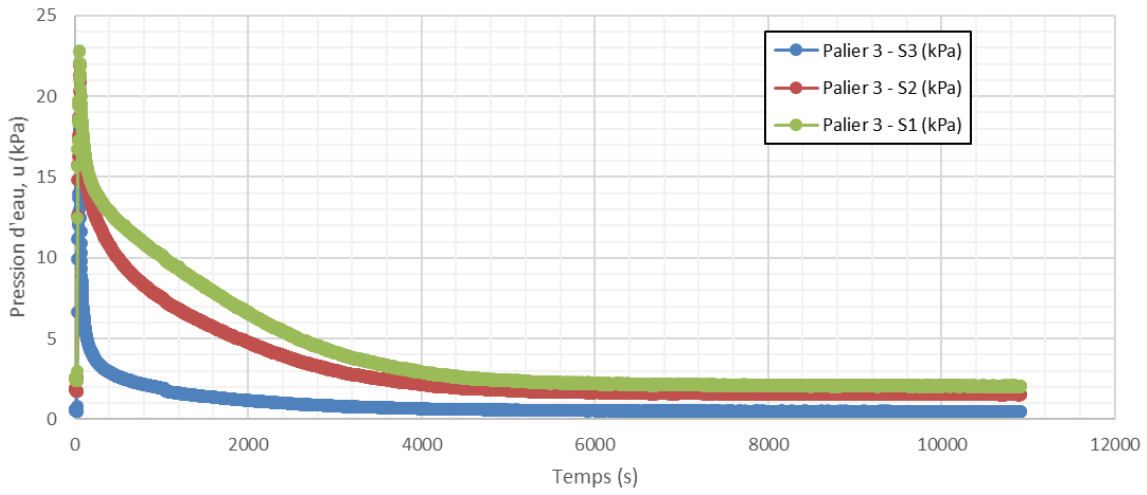


Figure I. 33: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 3 : Δσ = 19,60 kPa (Δt = 2 secondes) (Essai B).

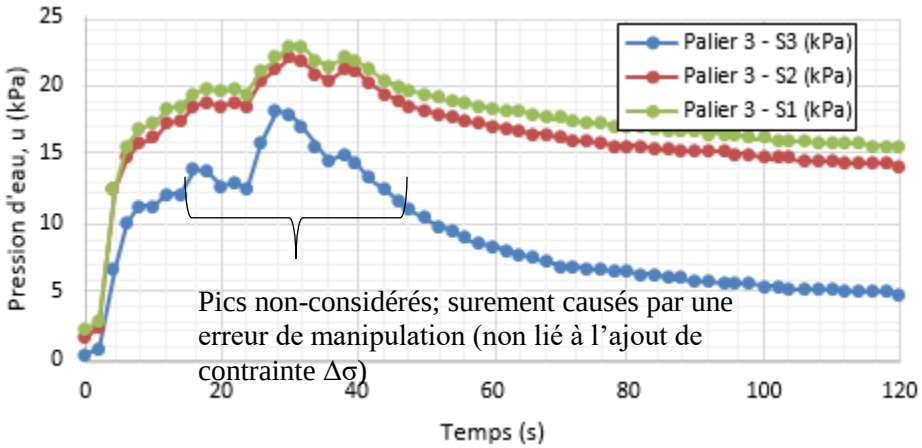


Figure I. 34: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 3 : Δσ = 19,60 kPa (Δt = 2 secondes) (Essai B).

Tableau I. 17: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 3 (Essai B).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	13,38	16,80	17,15
Δσ (kPa)	19,60	19,60	19,60
Δu/Δσ (kPa)	0,68	0,86	0,87

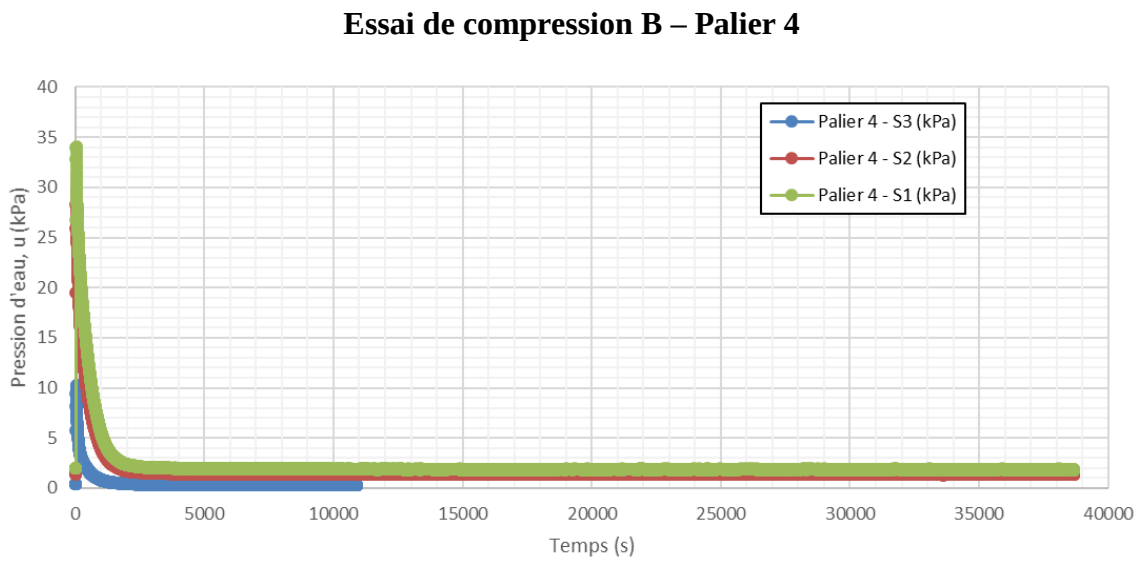


Figure I. 35: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 4 : Δσ = 36,84 kPa (Δt = 2 secondes) (Essai B).

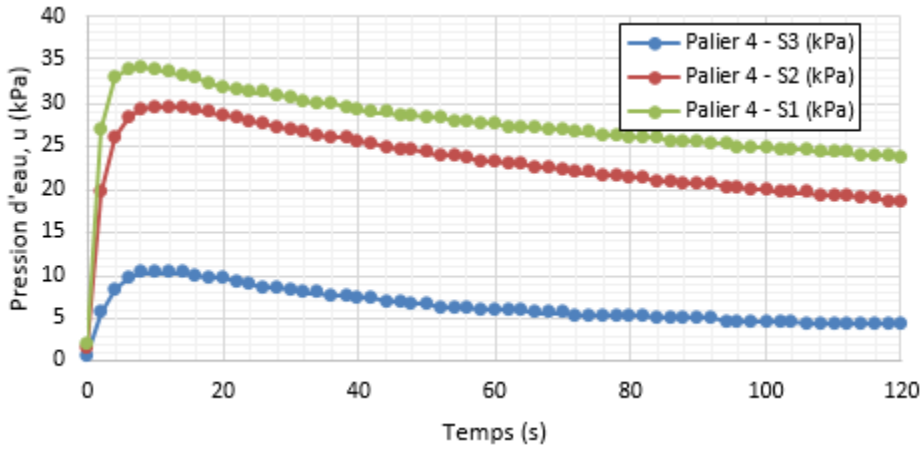


Figure I. 36: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 4 : Δσ = 36,84 kPa (Δt = 2 secondes) (Essai B).

Tableau I. 18: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 4 (Essai B).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	9,86	28,25	32,03
Δσ (kPa)	36,84	36,84	36,84
Δu/Δσ (kPa)	0,27	0,77	0,87

Essai de compression B – Palier 5

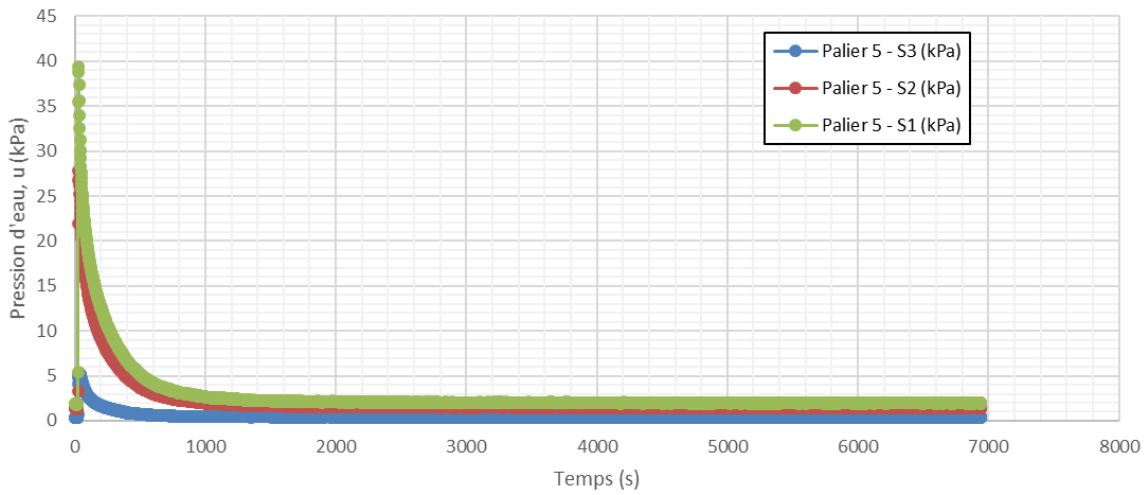


Figure I. 37: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 5 : Δσ = 37,71 kPa (Δt = 2 secondes) (Essai B).

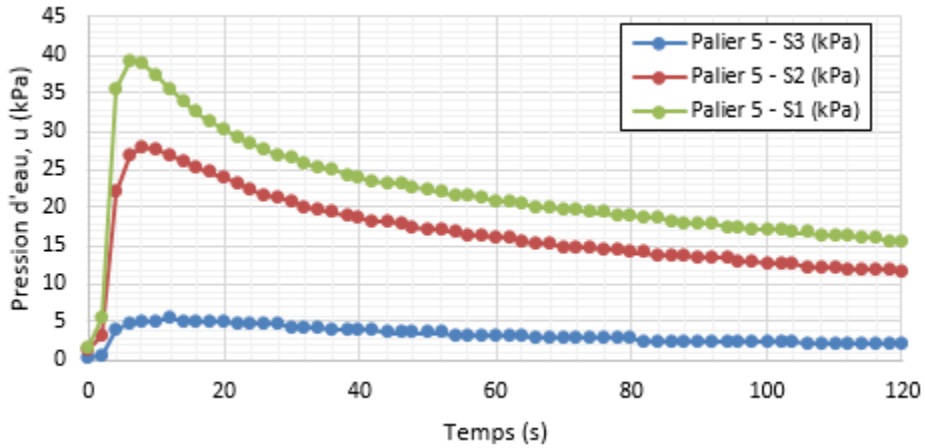


Figure I. 38: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 5 : Δσ = 37,71 kPa (Δt = 2 secondes) (Essai B).

Tableau I. 19: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 5 (Essai B).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	4,98	26,43	37,50
Δσ (kPa)	37,71	37,71	37,71
Δu/Δσ (kPa)	0,13	0,70	0,99

Essai de compression B – Palier 6

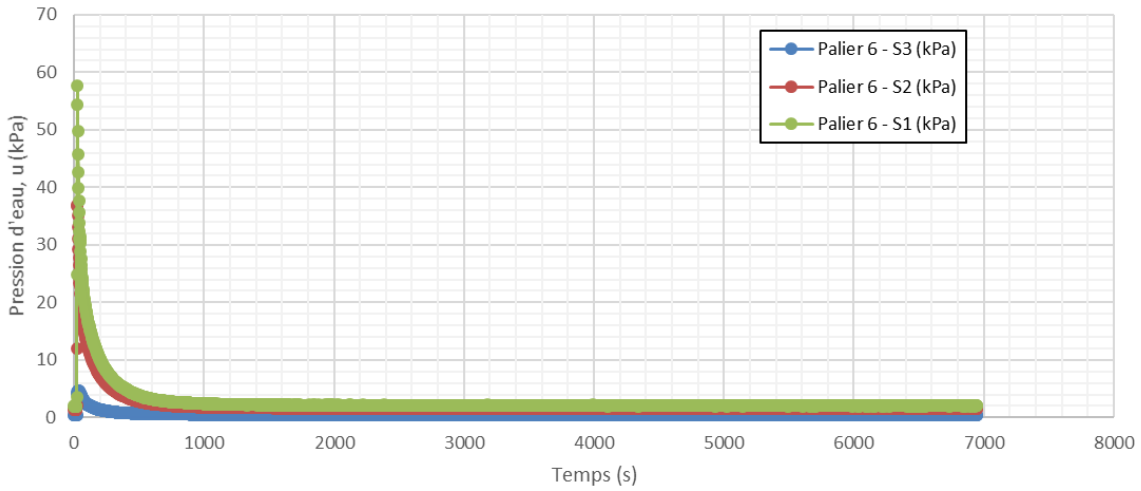


Figure I. 39: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 6 : Δσ = 37,71 kPa (Δt = 2 secondes) (Essai B).

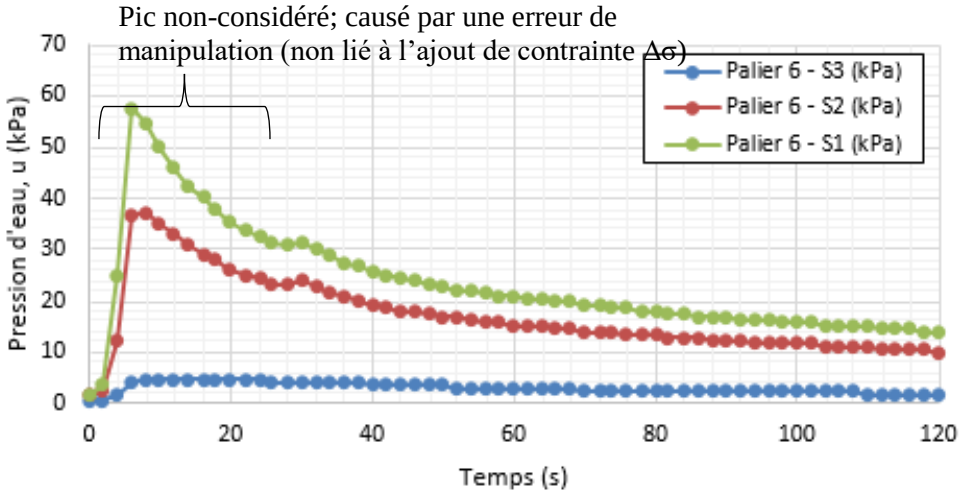


Figure I. 40: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 6 : Δσ = 37,71 kPa (Δt = 2 secondes) (Essai B).

Tableau I. 20: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 6 (Essai B).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	3,85	22,46	29,51
Δσ (kPa)	37,71	37,71	37,71
Δu/Δσ (kPa)	0,10	0,60	0,78

Essai de compression B – Palier 7

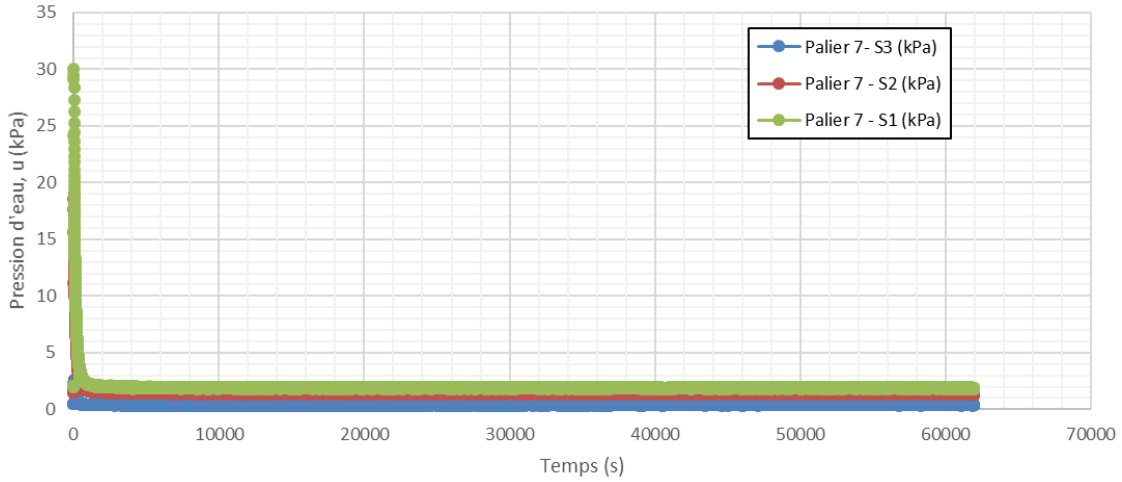


Figure I. 41: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 7 : Δσ = 36,86 kPa (Δt = 2 secondes) (Essai B).

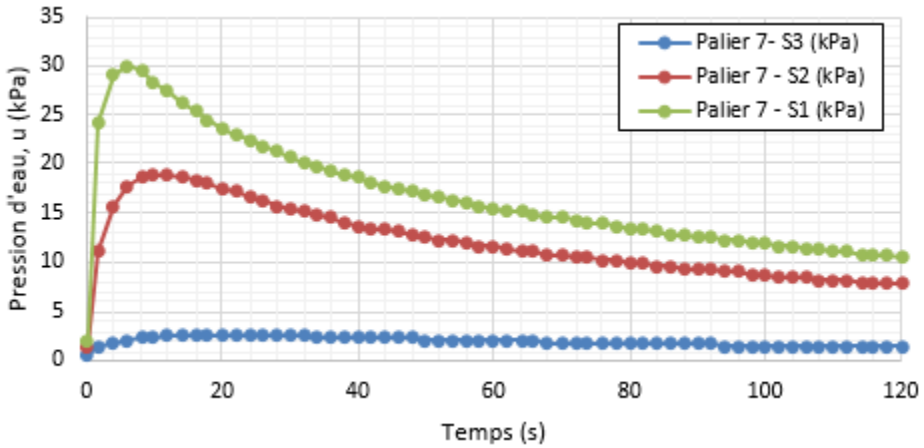


Figure I. 42: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 7 : Δσ = 36,86 kPa (Δt = 2 secondes) (Essai B).

Tableau I. 21: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 7 (Essai B).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	2,13	17,43	28,03
Δσ (kPa)	36,84	36,84	36,84
Δu/Δσ (kPa)	0,06	0,47	0,76

Essai de compression B – Palier 8

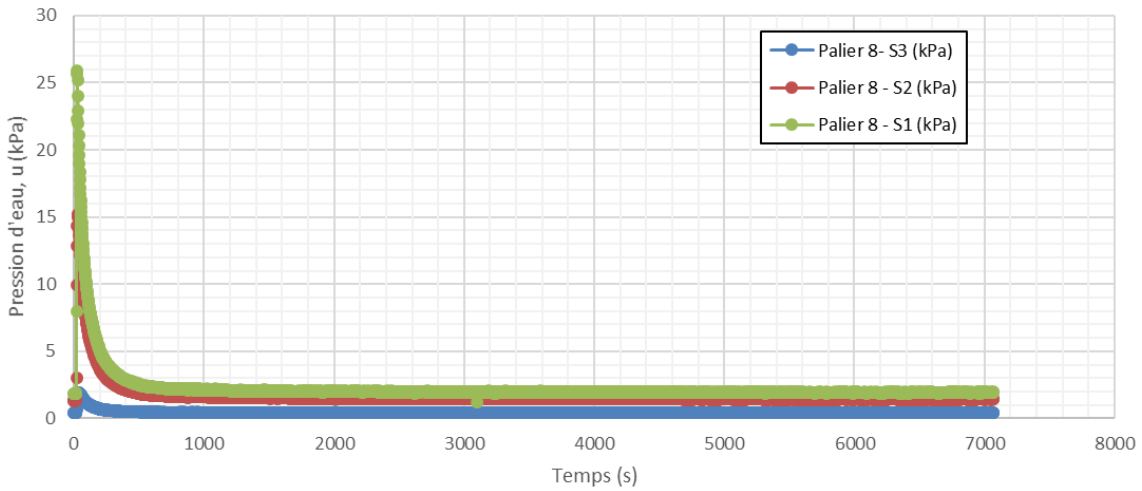


Figure I. 43: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 8 : Δσ = 37,21 kPa (Δt = 2 secondes) (Essai B).

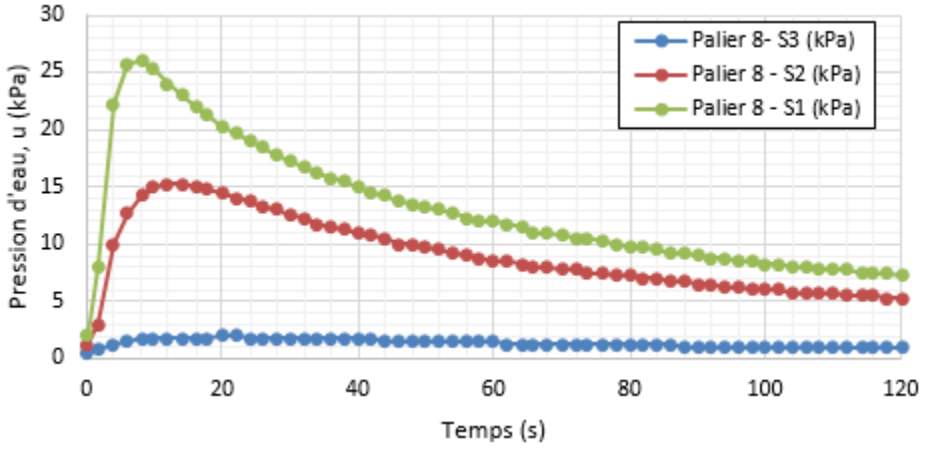


Figure I. 44: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 8 : Δσ = 37,21 kPa (Δt = 2 secondes) (Essai B).

Tableau I. 22: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 8 (Essai B).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	1,50	13,85	24,08
Δσ (kPa)	37,21	37,21	37,21
Δu/Δσ (kPa)	0,04	0,37	0,65

Essai de compression B – Palier 9

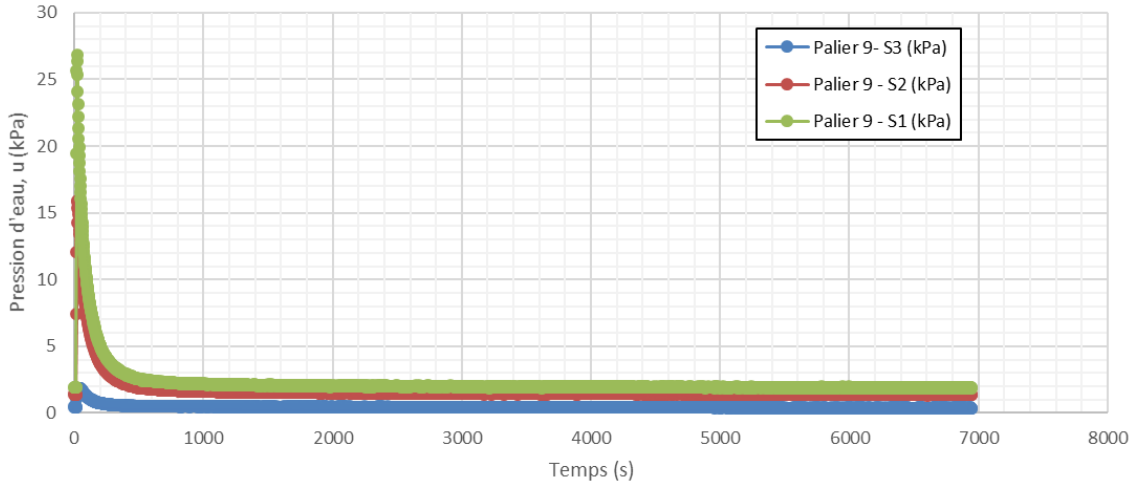


Figure I. 45: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 9 : Δσ = 37,46 kPa (Δt = 2 secondes) (Essai B).

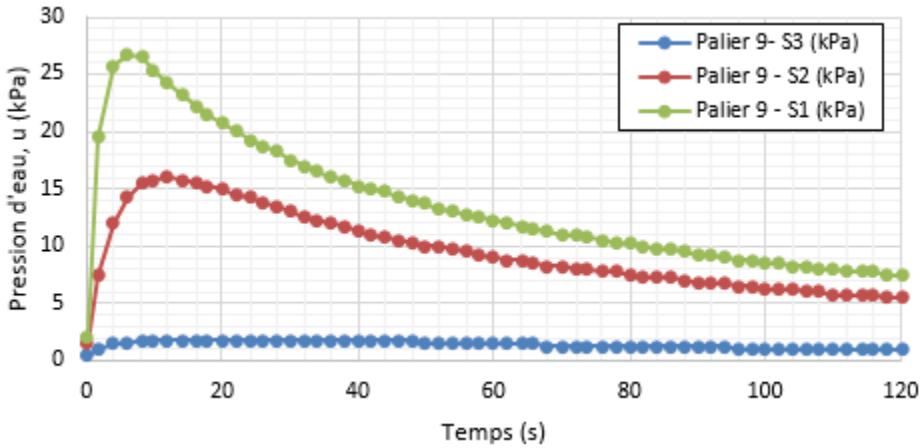


Figure I. 46: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 9 : Δσ = 37,46 kPa (Δt = 2 secondes) (Essai B).

Tableau I. 23: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 9 (Essai B).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	1,40	14,51	24,88
Δσ (kPa)	37,46	37,46	37,46
Δu/Δσ (kPa)	0,04	0,39	0,66

Essai de compression B – Palier 10

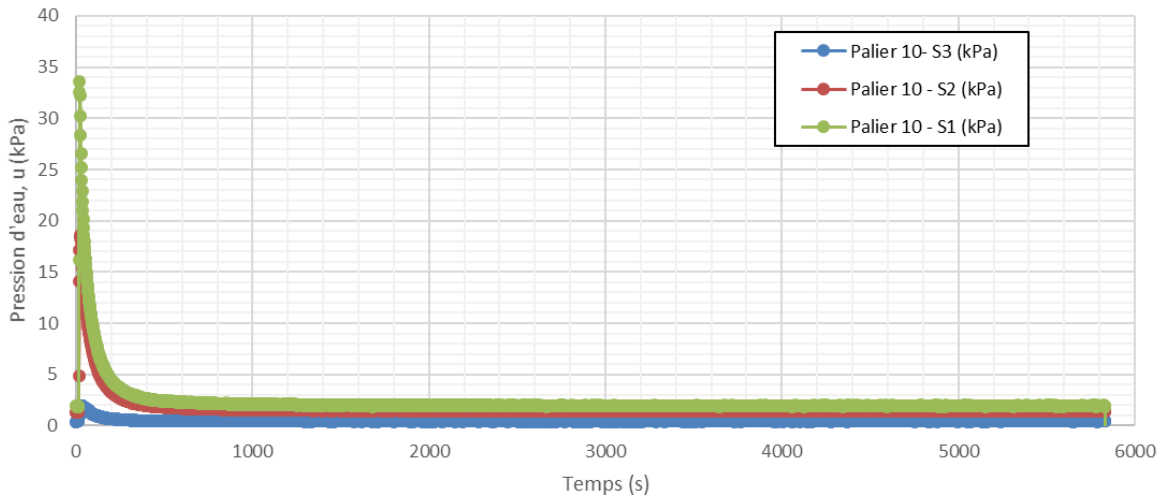


Figure I. 47: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 10 : Δσ = 37,21 kPa (Δt = 2 secondes) (Essai B).

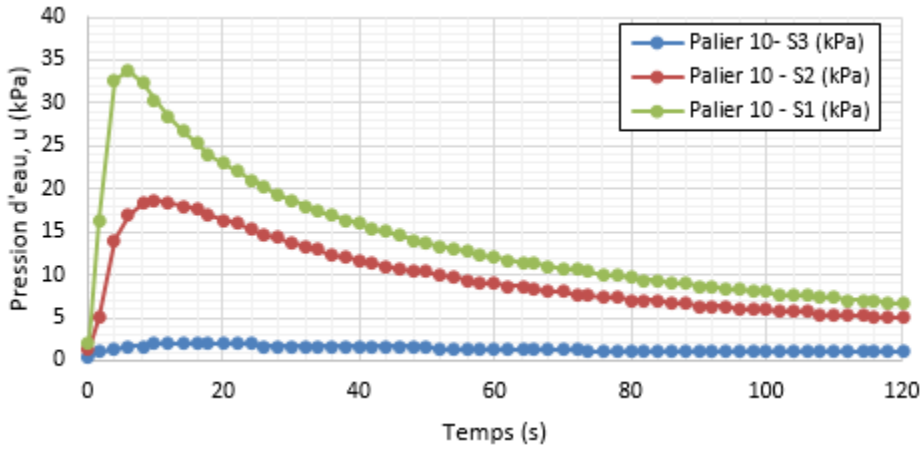


Figure I. 48: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 10 : Δσ = 37,21 kPa (Δt = 2 secondes) (Essai B).

Tableau I. 24: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 10 (Essai B).

	Tensiomètre S1	Tensiomètre S2	Tensiomètre S3
Δu (kPa)	1,59	17,26	31,75
Δσ (kPa)	37,21	37,21	37,21
Δu/Δσ (kPa)	0,04	0,46	0,85

Essai de compression B – Palier 11

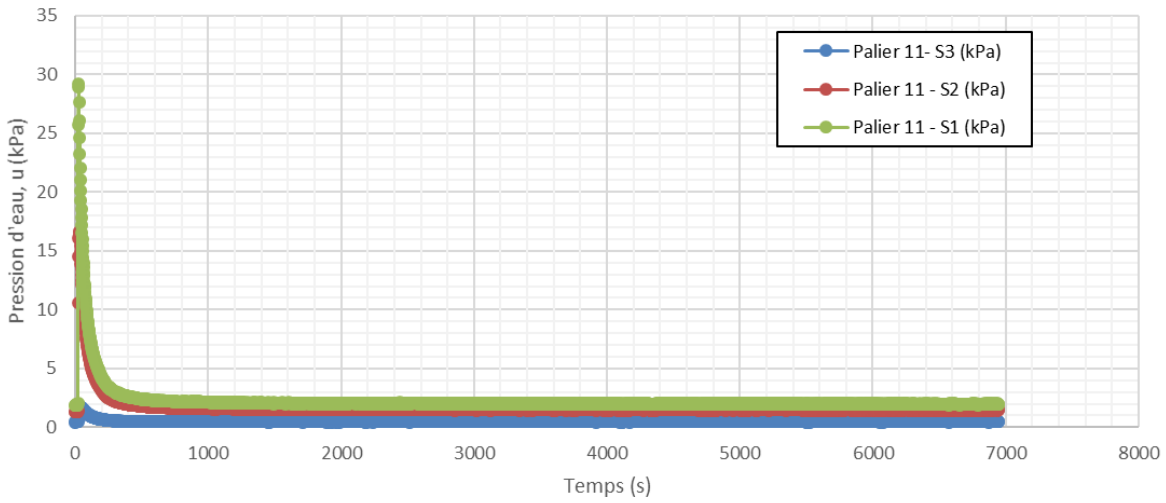


Figure I. 49: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 11 : Δσ = 36,96 kPa (Δt = 2 secondes) (Essai B).

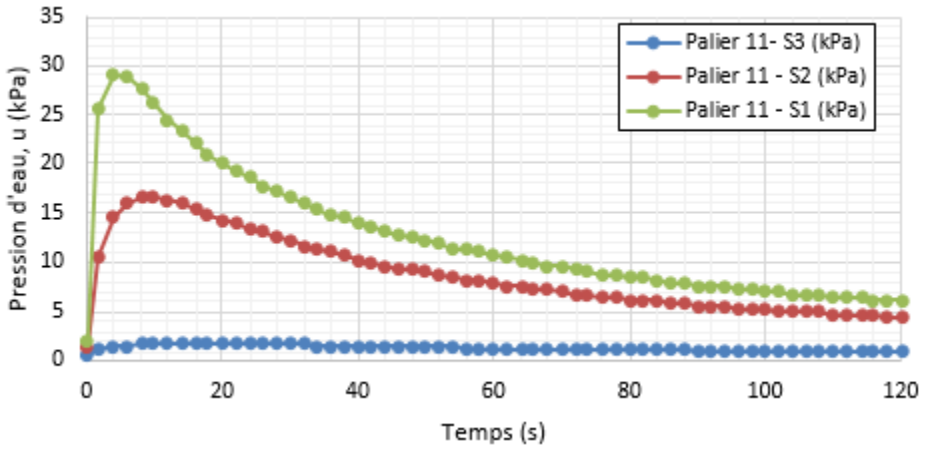


Figure I. 50: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 11 : Δσ = 36,96 kPa (Δt = 2 secondes) (Essai B).

Tableau I. 25: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 11 (Essai B).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	1,26	15,32	27,27
Δσ (kPa)	36,96	36,96	36,96
Δu/Δσ (kPa)	0,03	0,41	0,74

Essai de compression B – Palier 12

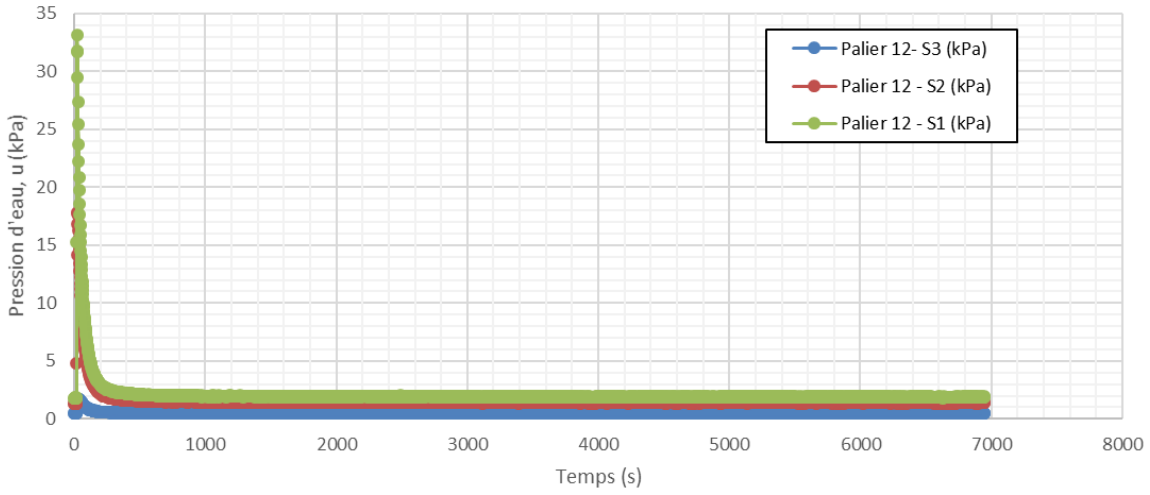


Figure I. 51: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 12 : Δσ = 36,71 kPa (Δt = 2 secondes) (Essai B).

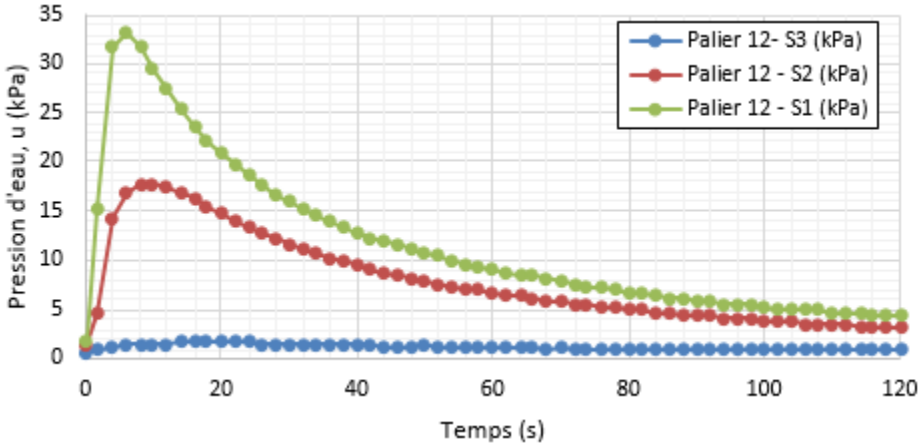


Figure I. 52: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 12 : Δσ = 36,71 kPa (Δt = 2 secondes) (Essai B).

Tableau I. 26: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 12 (Essai B).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	1,21	16,48	31,37
Δσ (kPa)	36,71	36,71	36,71
Δu/Δσ (kPa)	0,03	0,45	0,85

Essai de compression C – Palier 1

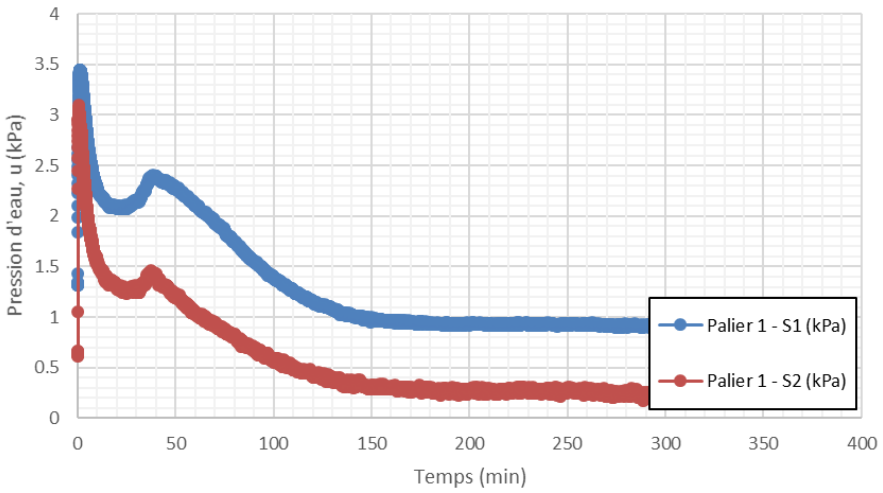


Figure I. 53: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 1 : Δσ = 3,09 kPa (Δt = 1 seconde) (Essai C).

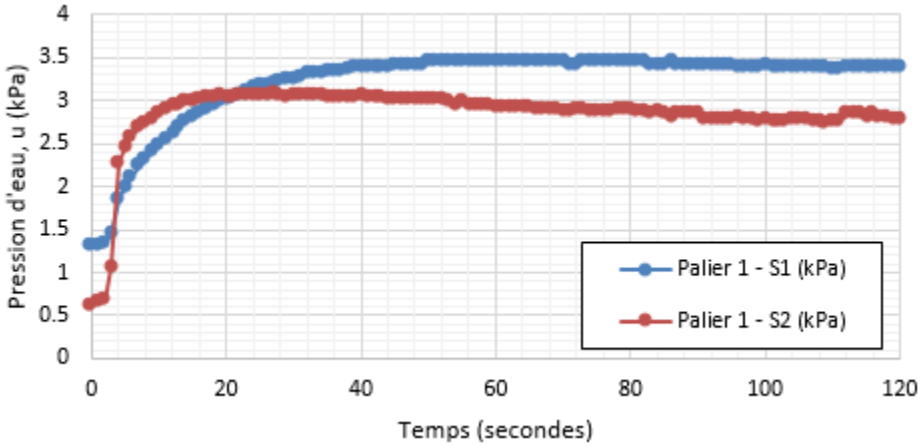


Figure I. 54: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 1 : Δσ = 3,09 kPa (Δt = 1 seconde) (Essai C).

Tableau I. 27: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 1 (Essai C).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	2,11	2,44	NA
Δσ (kPa)	3,09	3,09	NA
Δu/Δσ (kPa)	**0,68**	**0,79**	NA

Essai de compression C – Palier 2

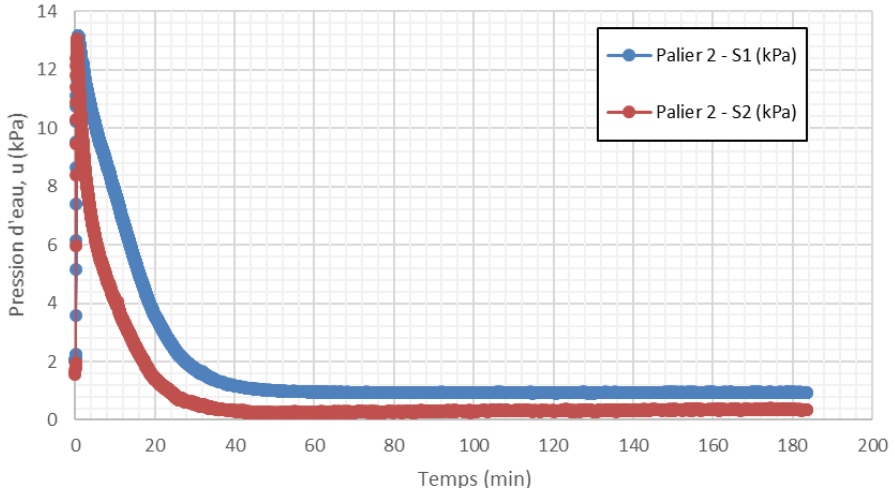


Figure I. 55: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 2 : Δσ = 14,63 kPa (Δt = 1 seconde) (Essai C).

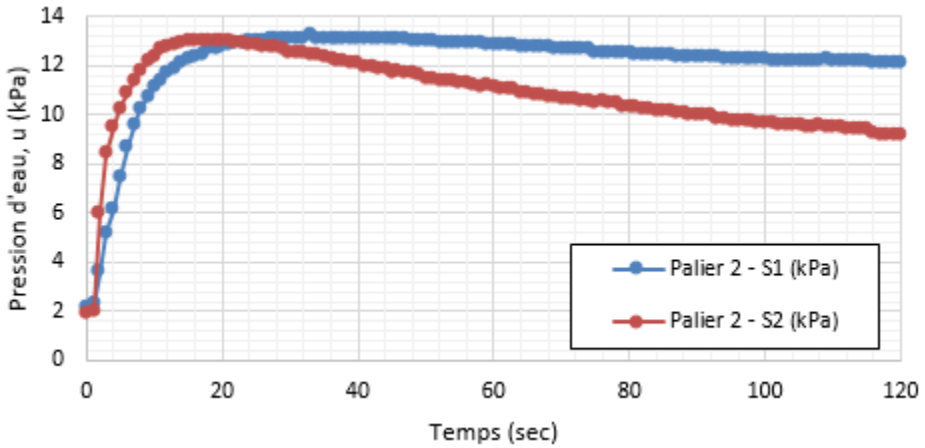


Figure I. 56: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 2 : Δσ = 14,63 kPa (Δt = 1 seconde) (Essai C).

Tableau I. 28: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 2 (Essai C).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	11,10	11,42	NA
Δσ (kPa)	14,63	14,63	NA
Δu/Δσ (kPa)	**0,76**	**0,78**	NA

Essai de compression C – Palier 3

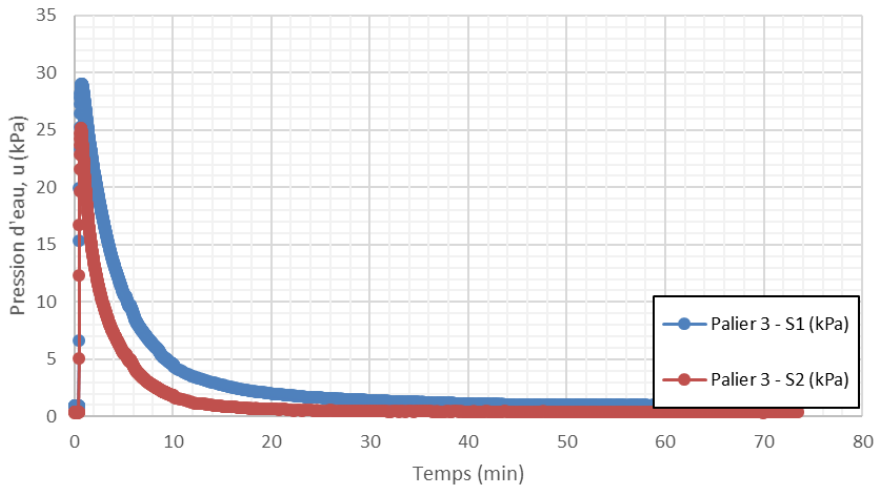


Figure I. 57: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 3 : Δσ = 34,28 kPa (Δt = 1 seconde) (Essai C).

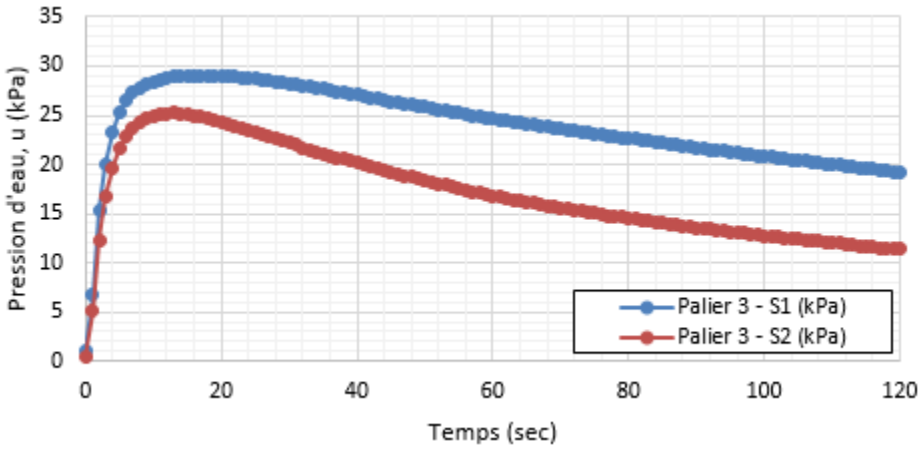


Figure I. 58: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 3 : Δσ = 34,28 kPa (Δt = 1 seconde) (Essai C).

Tableau I. 29: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 3 (Essai C).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	28,09	24,86	NA
Δσ (kPa)	34,28	34,28	NA
Δu/Δσ (kPa)	**0,82**	**0,73**	NA

Essai de compression C – Palier 4

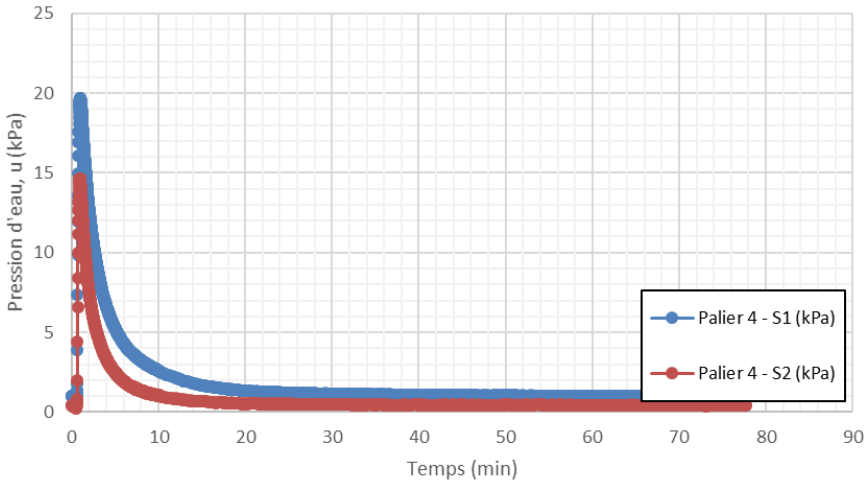


Figure I. 59: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 4 : Δσ = 35,09 kPa (Δt = 1 seconde) (Essai C).

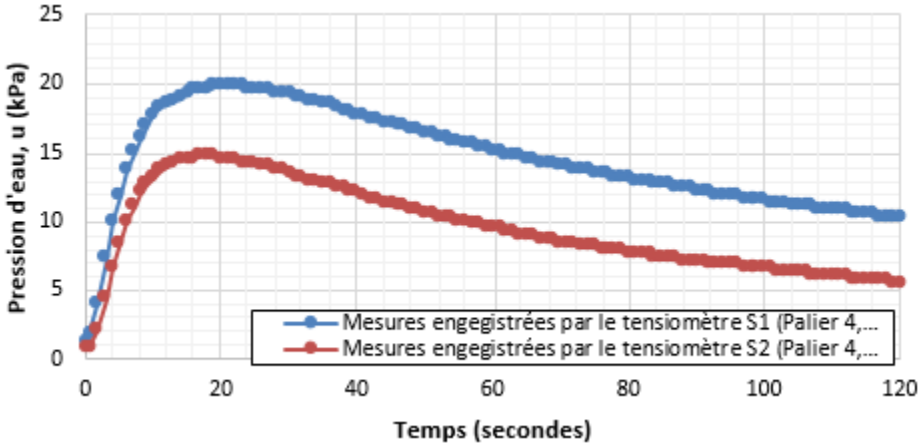


Figure I. 60: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 4 : Δσ = 35,09 kPa (Δt = 1 seconde) (Essai C).

Tableau I. 30: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 4 (Essai C).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	18,72	14,24	NA
Δσ (kPa)	35,09	35,09	NA
Δu/Δσ (kPa)	**0,53**	**0,41**	NA

Essai de compression C – palier 5

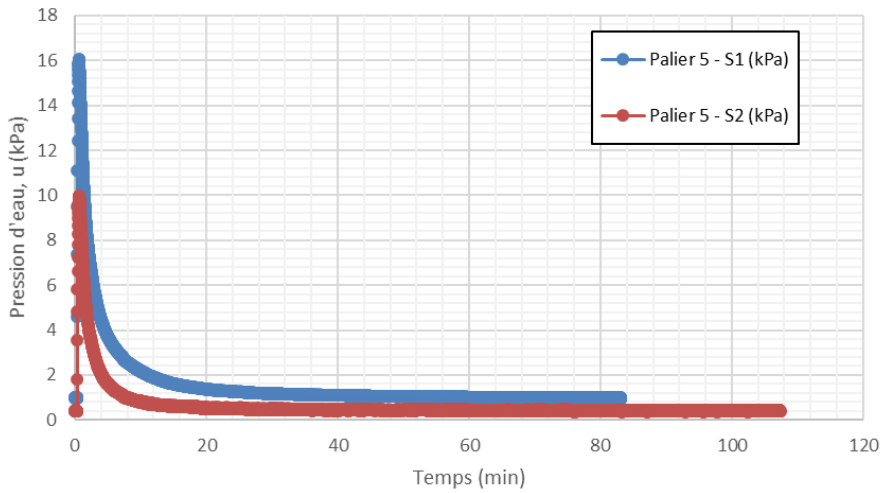


Figure I. 61: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 5 : Δσ = 35,09 kPa (Δt = 1 seconde) (Essai C).

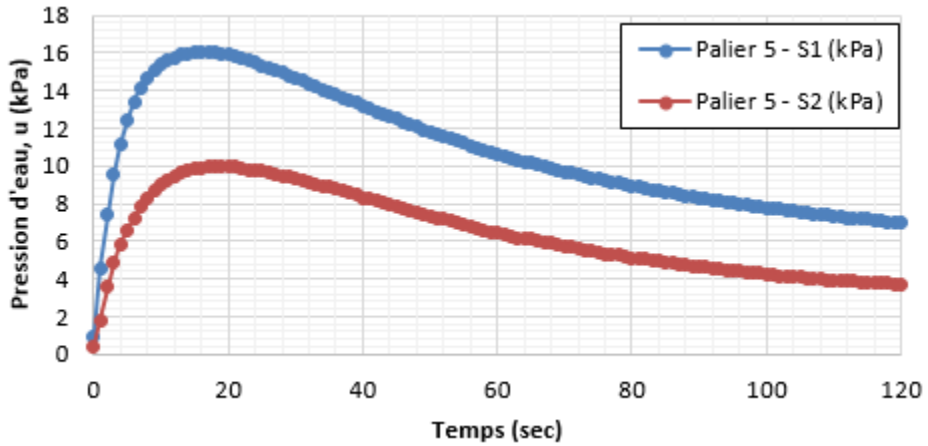


Figure I. 62: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 5 : Δσ = 35,09 kPa (Δt = 1 seconde) (Essai C).

Tableau I. 31: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 5 (Essai C).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	15,07	9,56	NA
Δσ (kPa)	35,09	35,09	NA
Δu/Δσ (kPa)	**0,43**	**0,27**	NA

Essai de compression C – palier 6

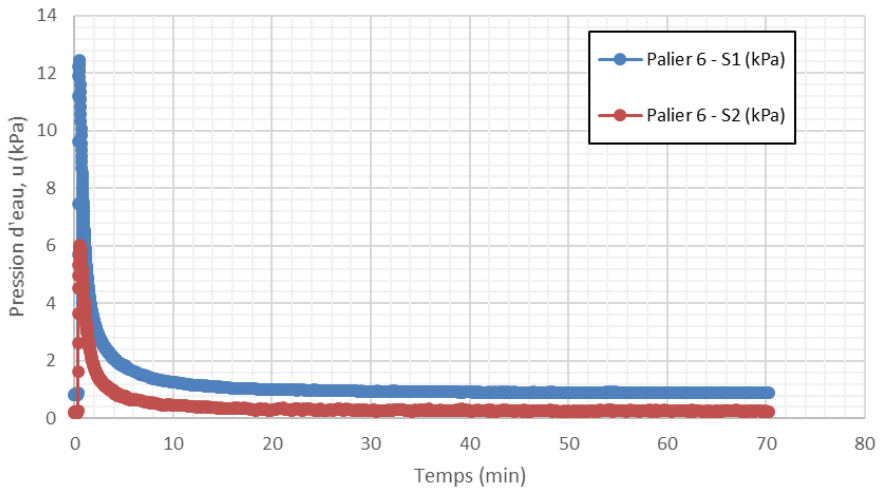


Figure I. 63: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 6 : Δσ = 35,71 kPa (Δt = 1 seconde) (Essai C).

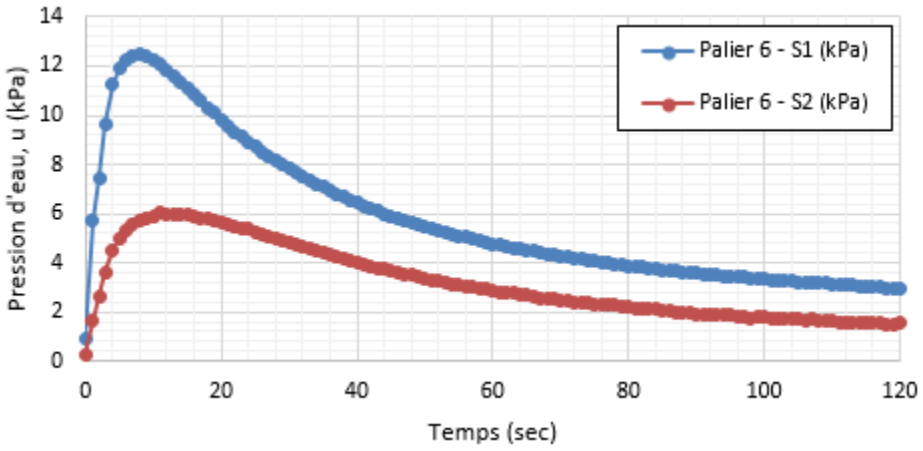


Figure I. 64: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 6 : Δσ = 35,71 kPa (Δt = 1 seconde) (Essai C).

Tableau I. 32: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 6 (Essai C).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	11,61	5,82	NA
Δσ (kPa)	35,71	35,71	NA
Δu/Δσ (kPa)	**0,33**	**0,16**	NA

Essai de compression C – Palier 7

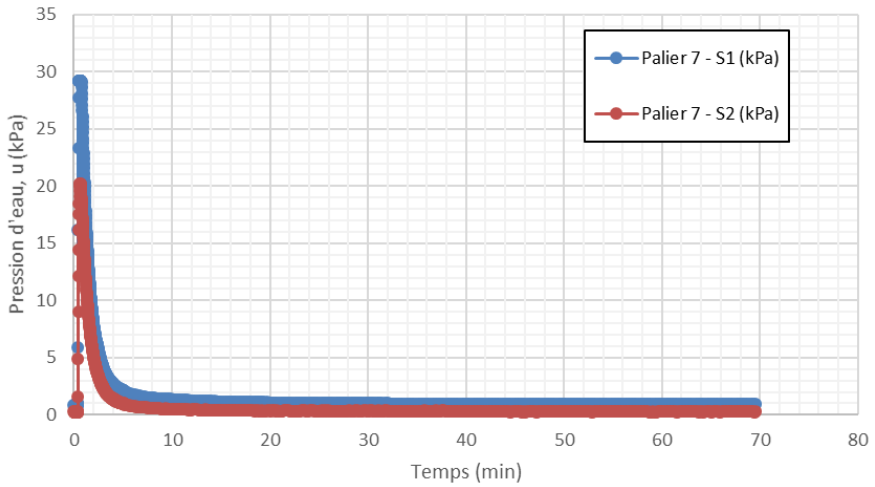


Figure I. 65: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 7 : Δσ = 57,10 kPa (Δt = 1 seconde) (Essai C).

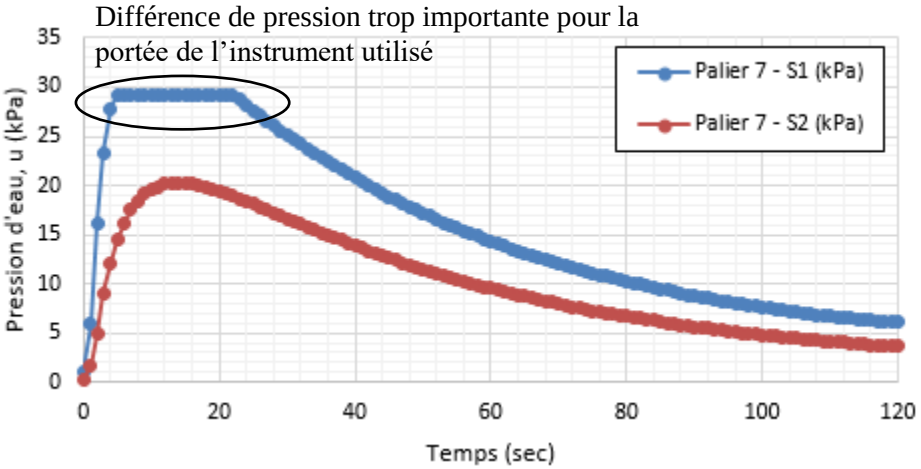


Figure I. 66: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 7 : Δσ = 57,10 kPa (Δt = 1 seconde) (Essai C).

Tableau I. 33: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 7 (Essai C).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	28,35	19,98	NA
Δσ (kPa)	57,10	57,10	NA
Δu/Δσ (kPa)	**0,50**	**0,35**	NA

Essai de compression C – Palier 8

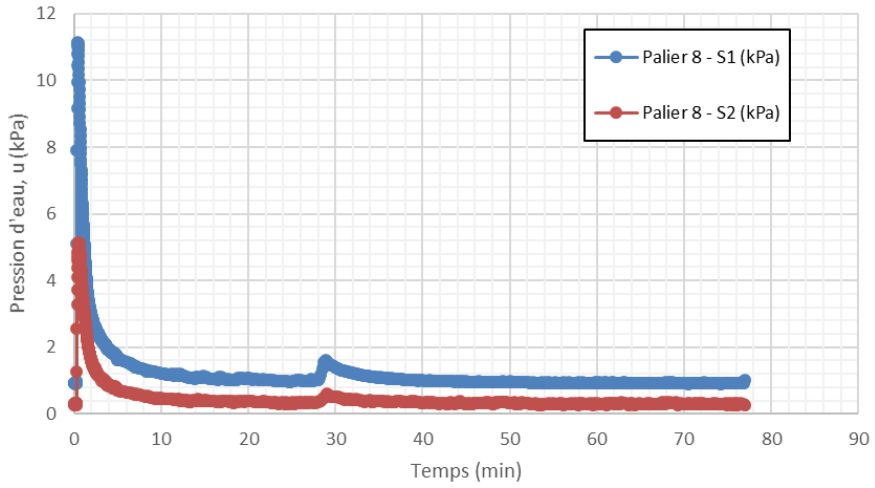


Figure I. 67: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 8 : Δσ = 35,84 kPa (Δt = 1 seconde) (Essai C).

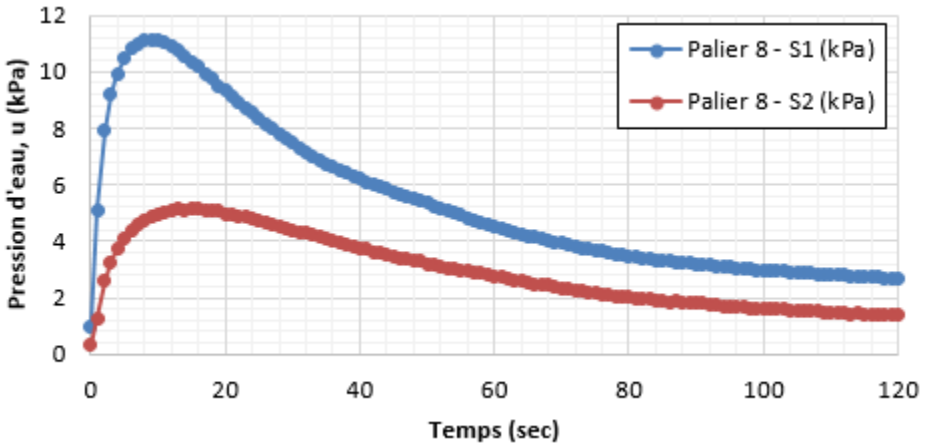


Figure I. 68: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 8 : Δσ = 35,84 kPa (Δt = 1 seconde) (Essai C).

Tableau I. 34: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 8 (Essai C).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	10,22	4,85	NA
Δσ (kPa)	35,84	35,84	NA
Δu/Δσ (kPa)	**0,29**	**0,14**	NA

Essai de compression C – Palier 9

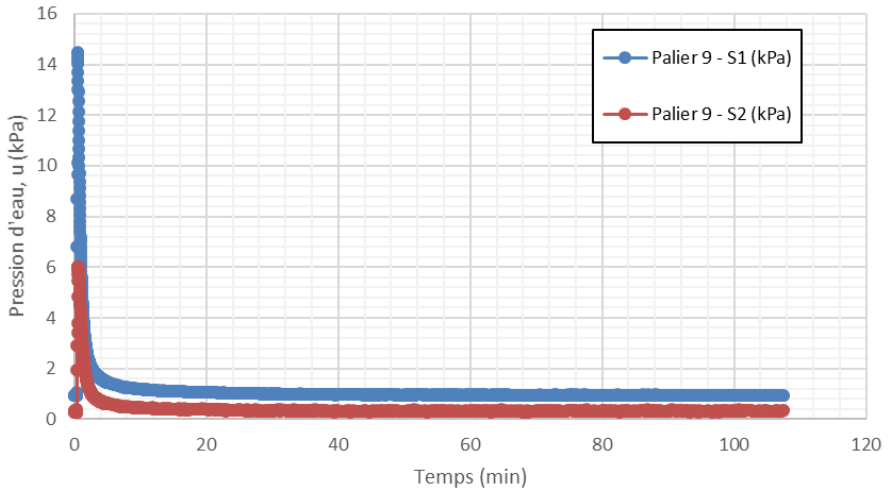


Figure I. 69: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 9 : Δσ = 36,46 kPa (Δt = 1 seconde) (Essai C).

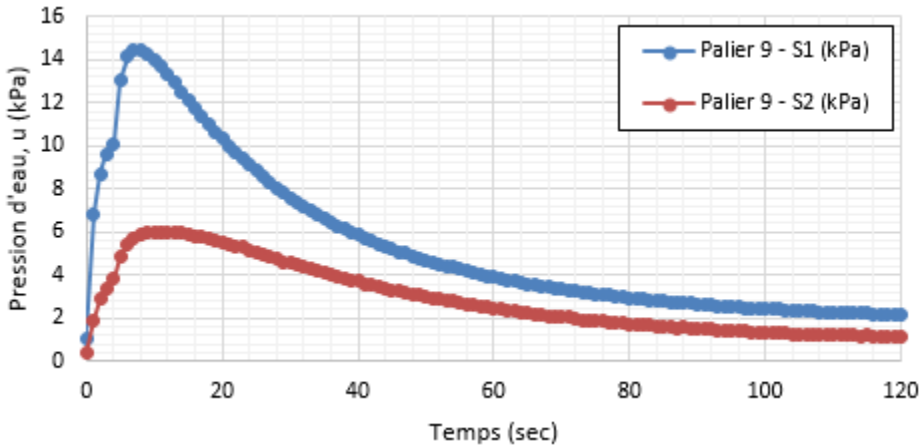


Figure I. 70: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 9 : Δσ = 36,46 kPa (Δt = 1 seconde) (Essai C).

Tableau I. 35: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 9 (Essai C).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	13,54	5,74	NA
Δσ (kPa)	36,46	36,46	NA
Δu/Δσ (kPa)	**0,37**	**0,16**	NA

Essai de compression C – Palier 10

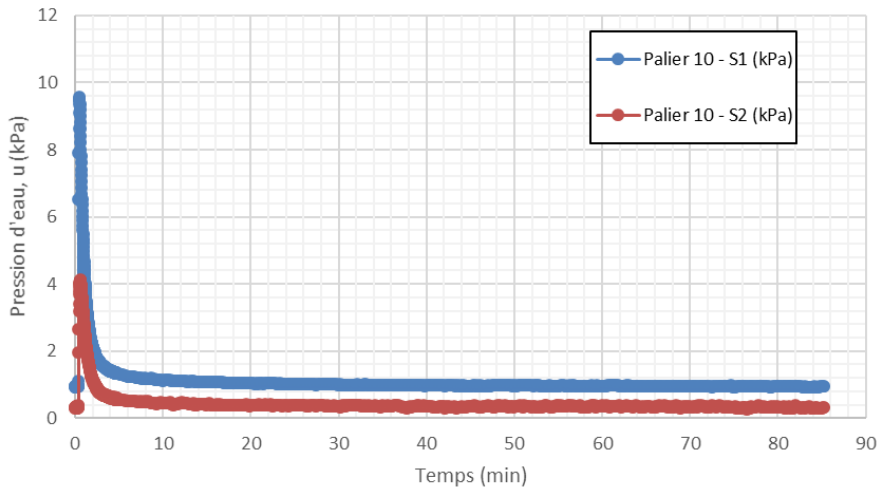


Figure I. 71: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 10 : Δσ = 35,34 kPa (Δt = 1 seconde) (Essai C).

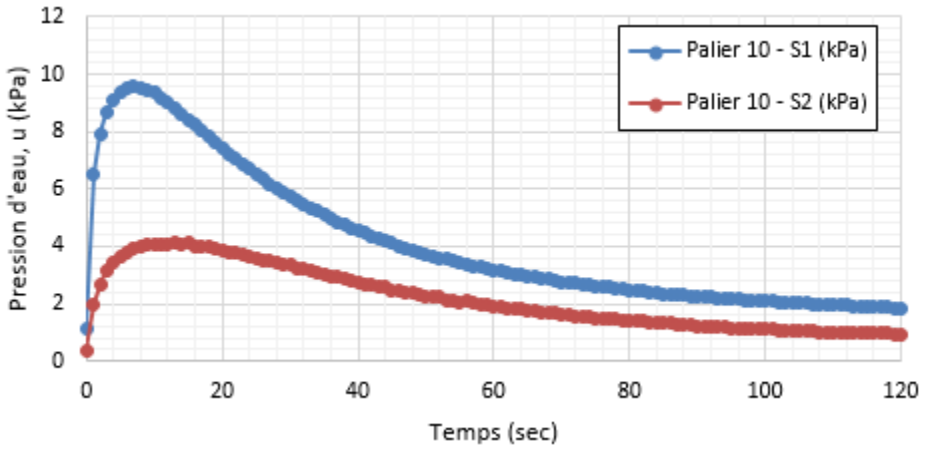


Figure I. 72: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 10 : Δσ = 35,34 kPa (Δt = 1 seconde) (Essai C).

Tableau I. 36: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 10 (Essai C).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	8,62	3,81	NA
Δσ (kPa)	35,34	35,34	NA
Δu/Δσ (kPa)	**0,24**	**0,11**	NA

Essai de compression C – palier 11

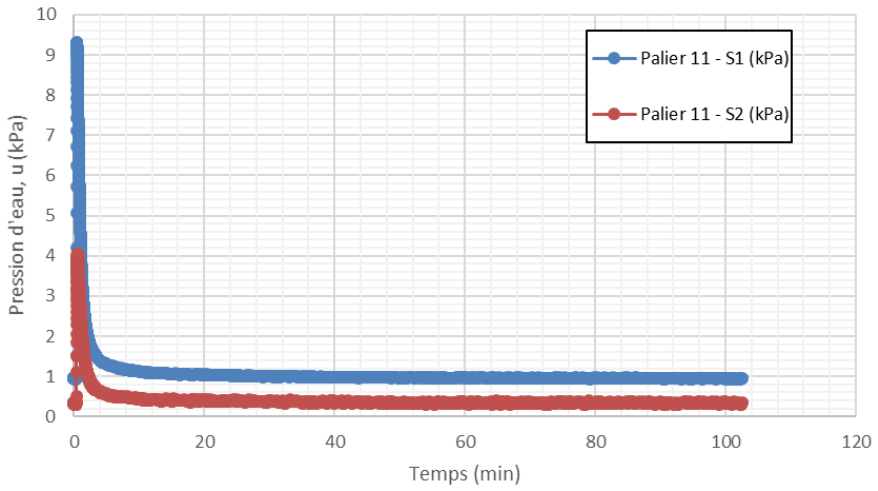


Figure I. 73: Dissipation des pressions d'eau dans l'échantillon après l'application du palier de chargement 11 : Δσ = 36,21 kPa (Δt = 0,25 seconde) (Essai C).

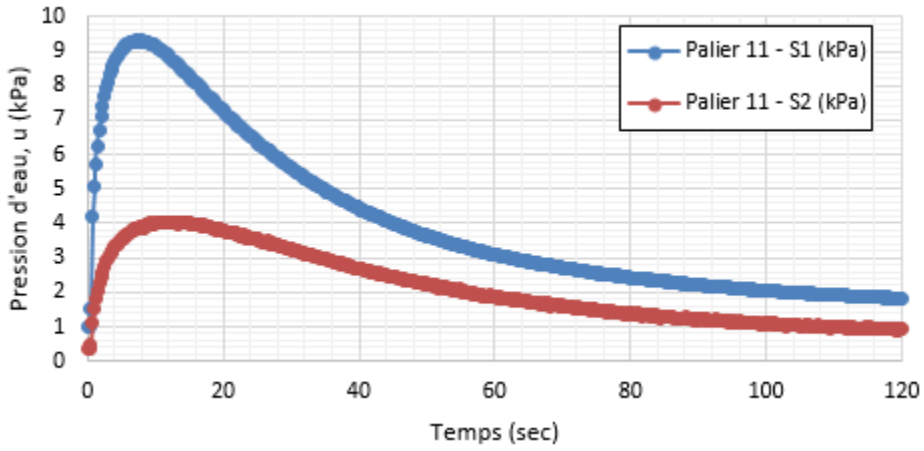


Figure I. 74: Zoom sur les pressions d'eau dans l'échantillon quelques secondes après l'application du palier de chargement 11 : Δσ = 36,21 kPa (Δt = 0,25 seconde) (Essai C).

Tableau I. 37: Différence de pression d'eau maximale mesurée par tensiomètre, Δu, et différence de contrainte, Δσ, appliquée sur l'échantillon pour le palier de chargement 11 (Essai C).

	Tensiomètre S1	**Tensiomètre S2**	**Tensiomètre S3**
Δu (kPa)	8,37	3,70	NA
Δσ (kPa)	36,21	36,21	NA
Δu/Δσ (kPa)	**0,23**	**0,10**	NA

ANNEXE J – TASSEMENTS MESURÉS DURANT LES ESSAIS DE COMPRESSION (REPRÉSENTATION DE CASAGRANDE ET DE TAYLOR)

ESSAI DE COMPRESSION A – MÉTHODE DE CASAGRANDE

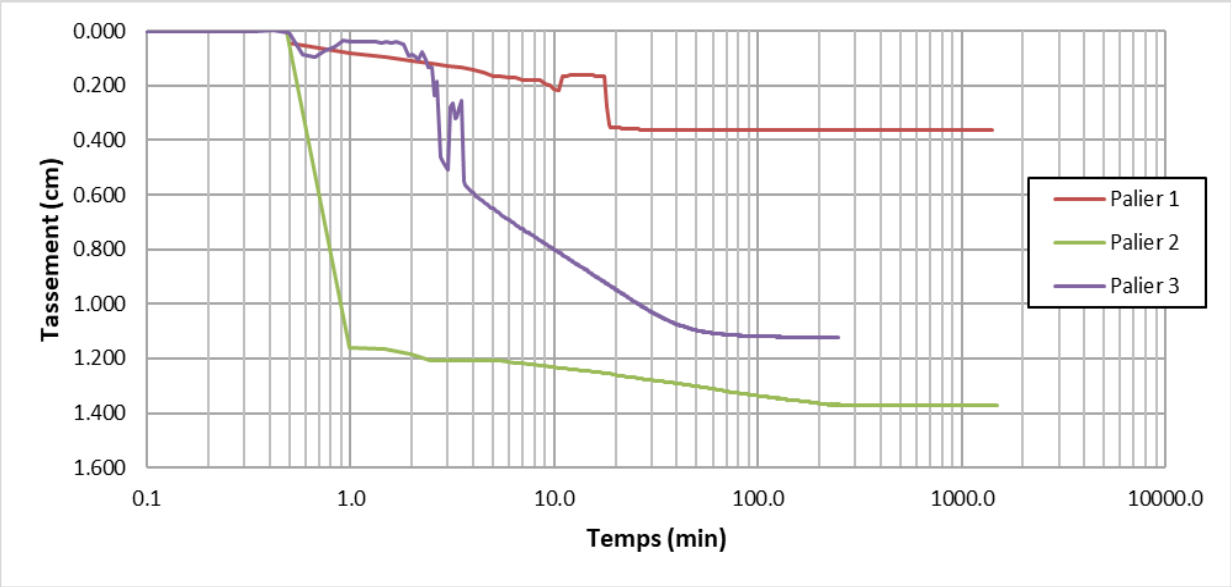


Figure J. 1: Tassement en fonction du temps dans l'essai de compression A pour les paliers 1 à 3 (Méthode de Casagrande).

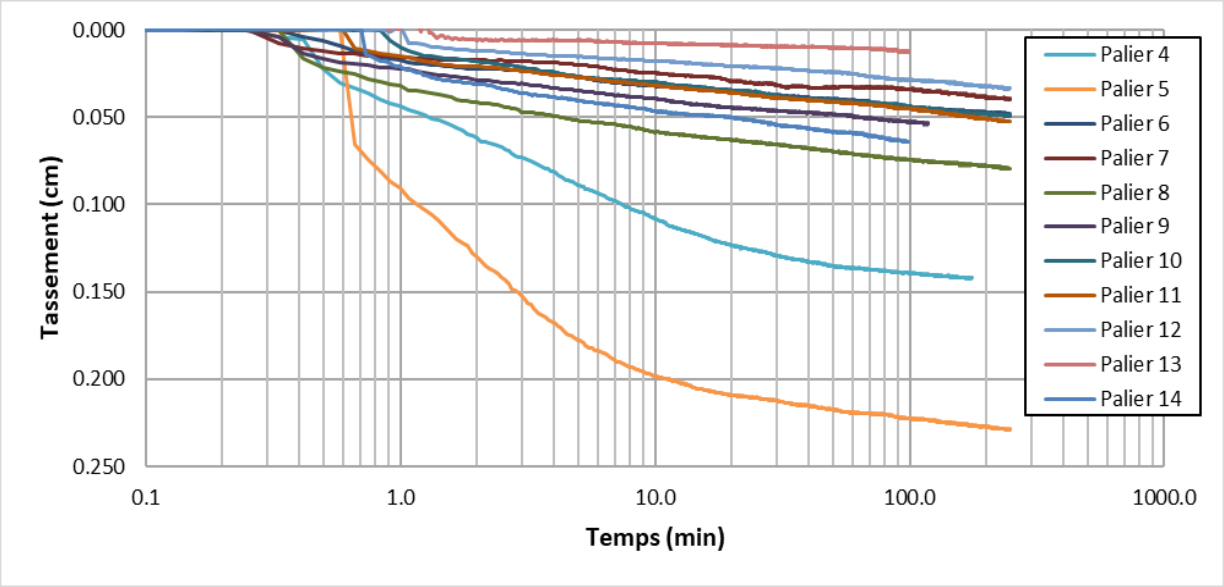


Figure J. 2: Tassement en fonction du temps dans l'essai de compression A pour les paliers 4 à 14 (Méthode de Casagrande).

ESSAI DE COMPRESSION A – MÉTHODE DE TAYLOR

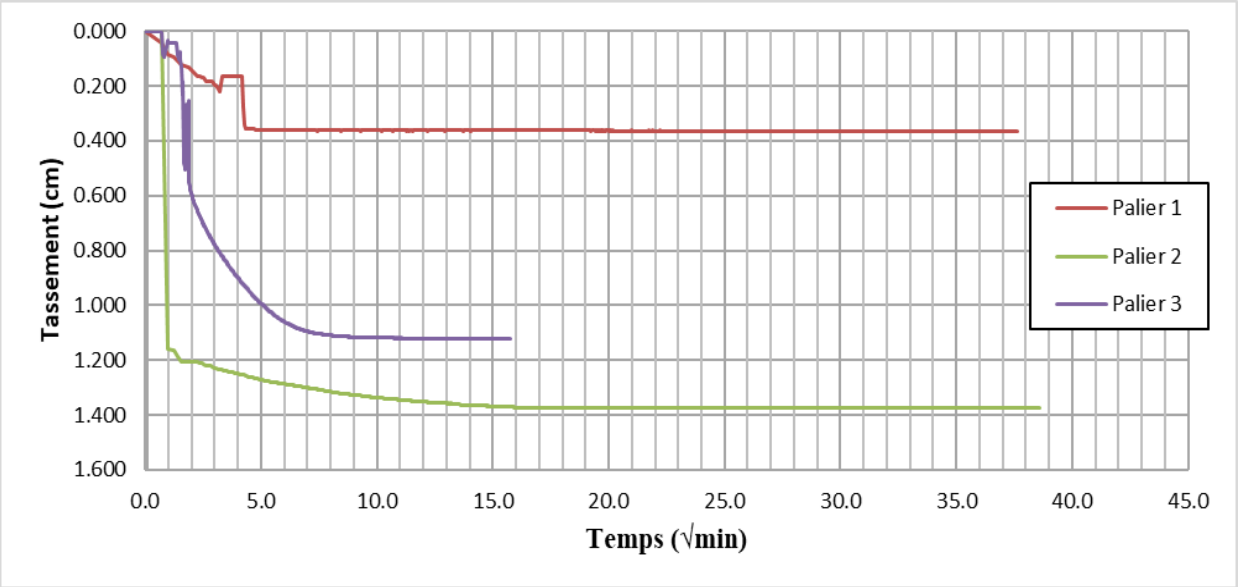


Figure J. 3: Tassement en fonction de la racine du temps dans l'essai de compression A pour les paliers 1 à 3 (Méthode de Taylor).

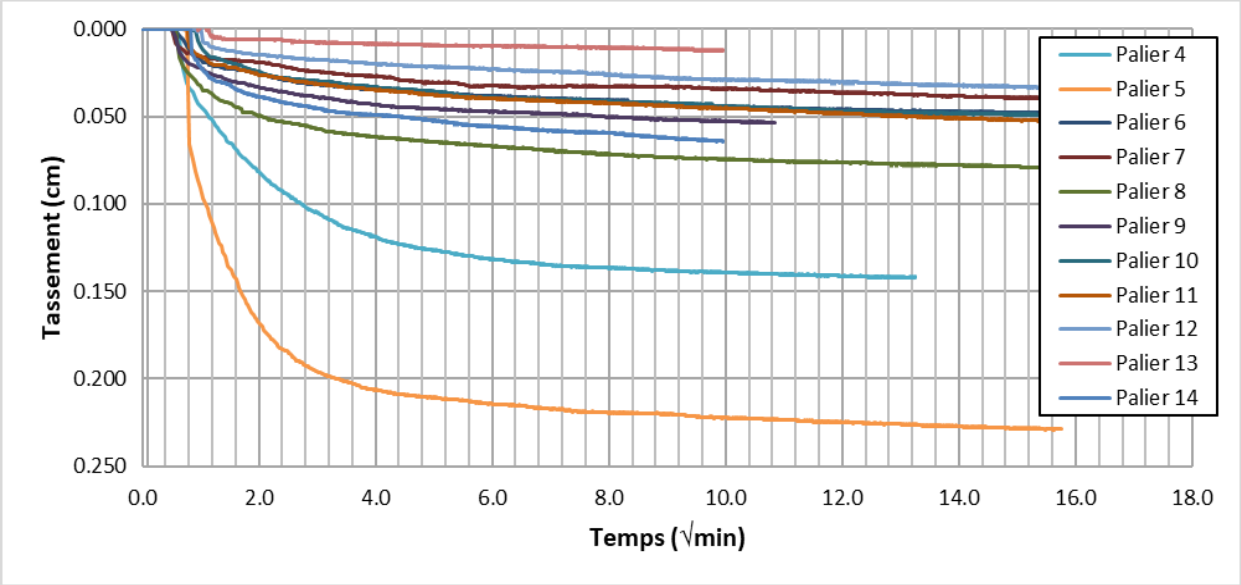


Figure J. 4: Tassement en fonction de la racine du temps dans l'essai de compression A pour les paliers 4 à 14 (Méthode de Taylor).

ESSAI DE COMPRESSION B – MÉTHODE DE CASAGRANDE

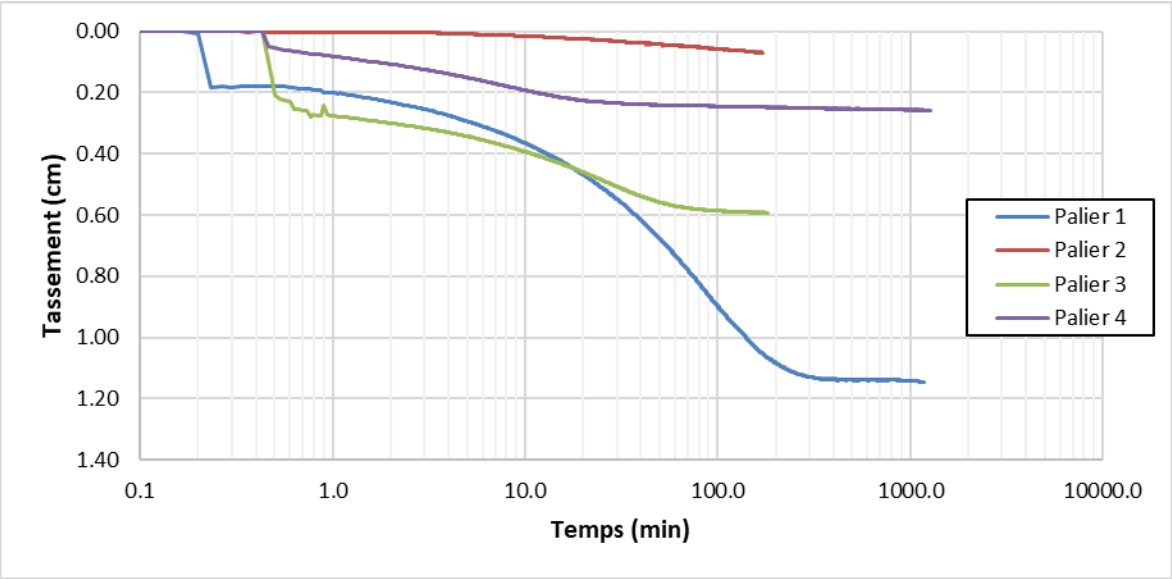


Figure J. 5: Tassement en fonction du temps dans l'essai de compression B pour les paliers 1 à 4 (Méthode de Casagrande).

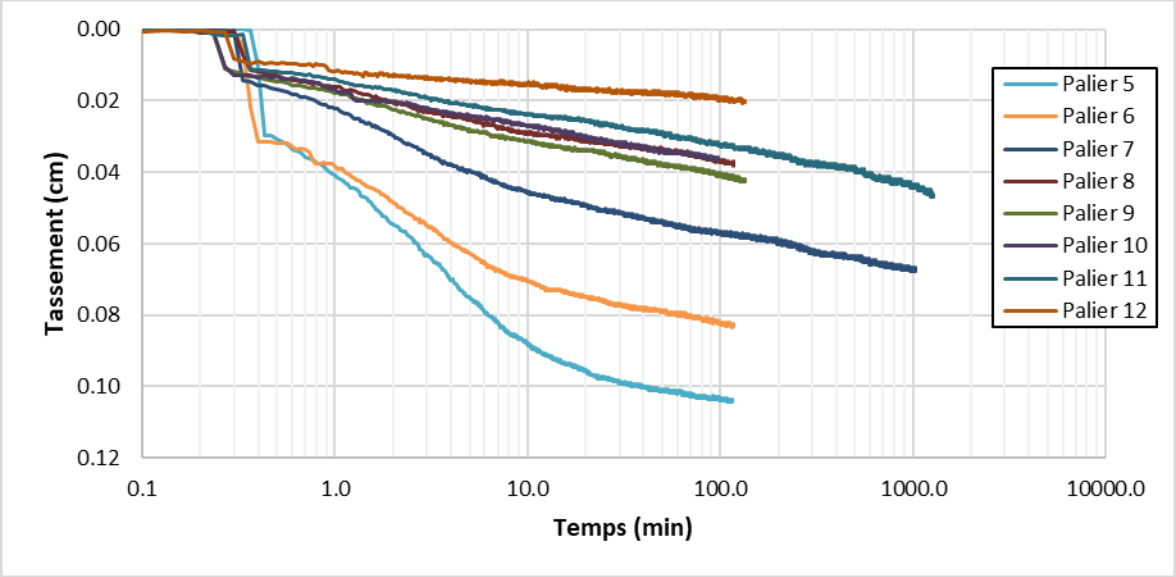


Figure J. 6: Tassement en fonction du temps dans l'essai de compression B pour les paliers 5 à 12 (Méthode de Casagrande).

ESSAI DE COMPRESSION B – MÉTHODE DE TAYLOR

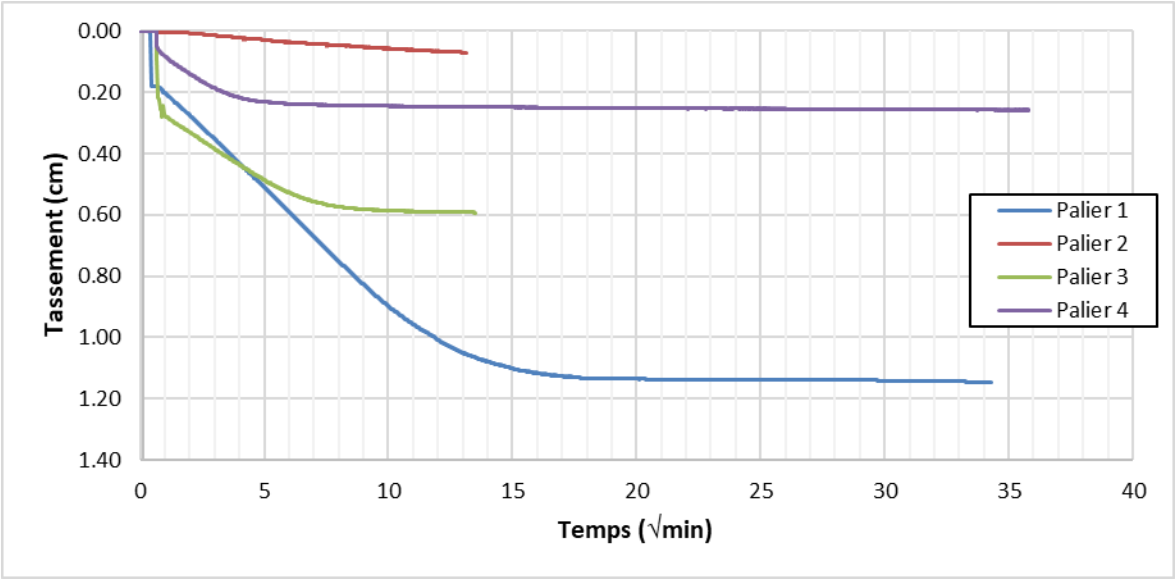


Figure J. 7: Tassement en fonction de la racine du temps dans l'essai de compression B pour les paliers 1 à 4 (Méthode de Taylor).

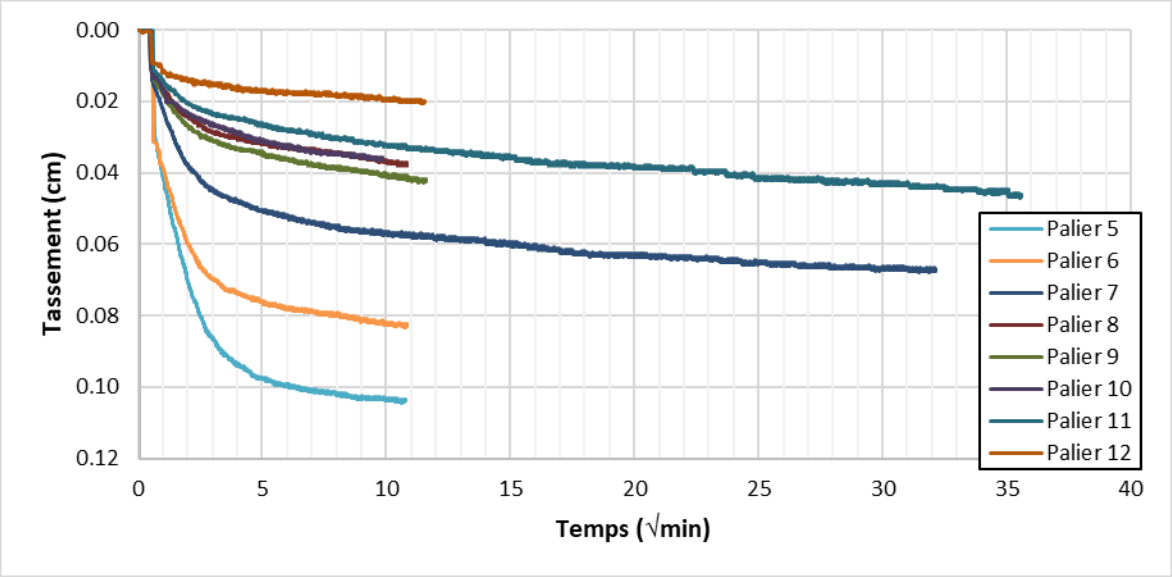


Figure J. 8: Tassement en fonction de la racine du temps dans l'essai de compression B pour les paliers 5 à 12 (Méthode de Taylor).

ESSAI DE COMPRESSION C – MÉTHODE DE CASAGRANDE

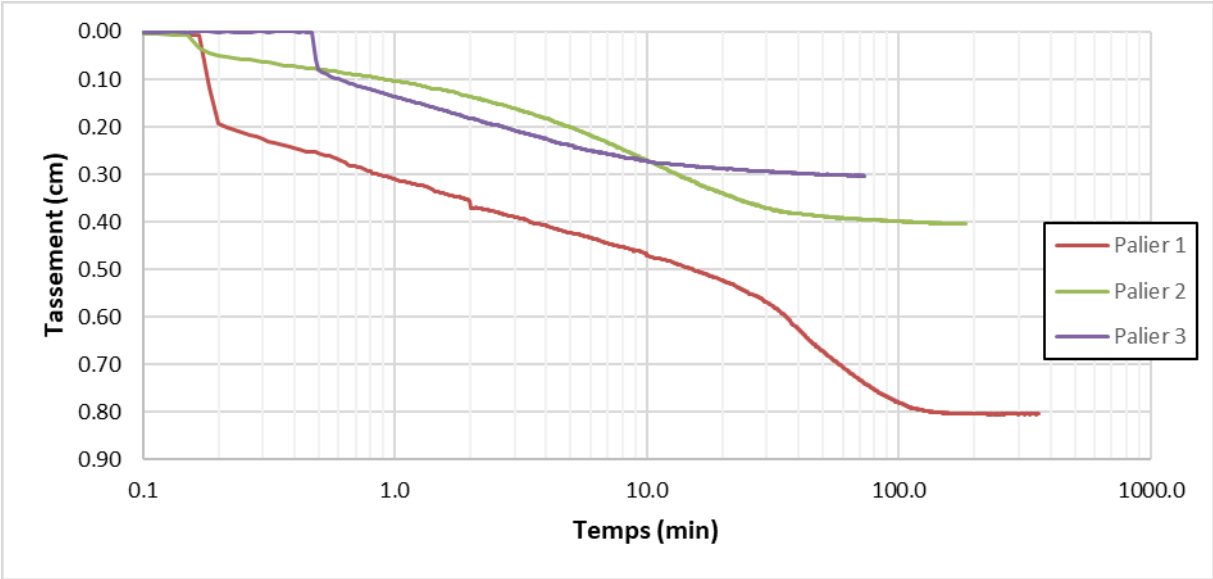


Figure J. 9: Tassement en fonction du temps dans l'essai de compression C pour les paliers 1 à 3 (Méthode de Casagrande).

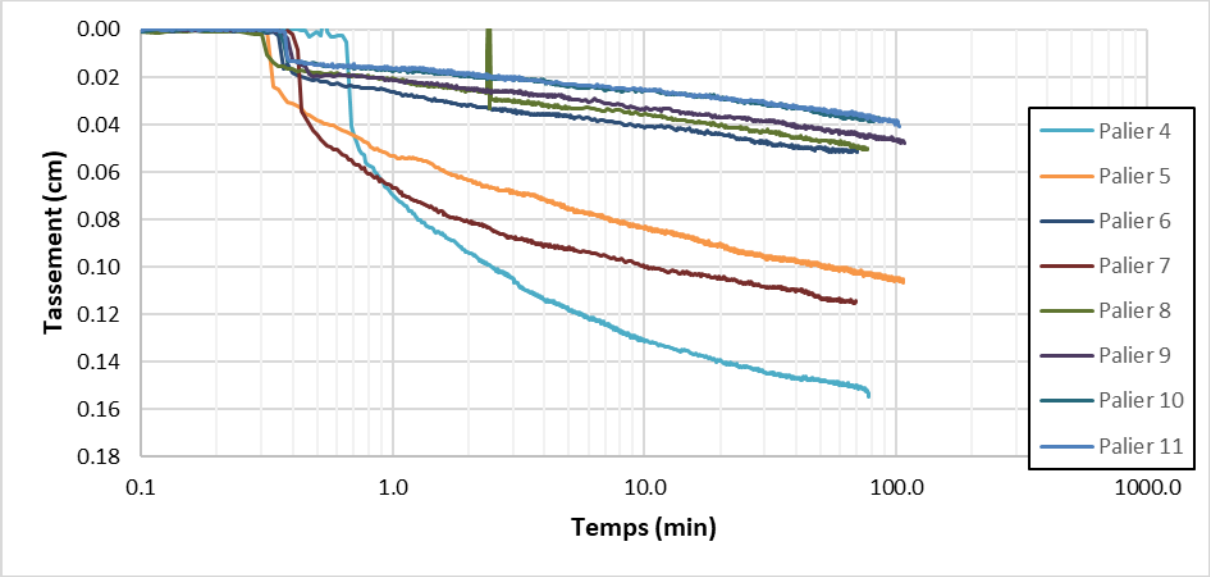


Figure J. 10: Tassement en fonction du temps dans l'essai de compression C pour les paliers 4 à 11 (Méthode de Casagrande).

ESSAI DE COMPRESSION C – MÉTHODE DE TAYLOR

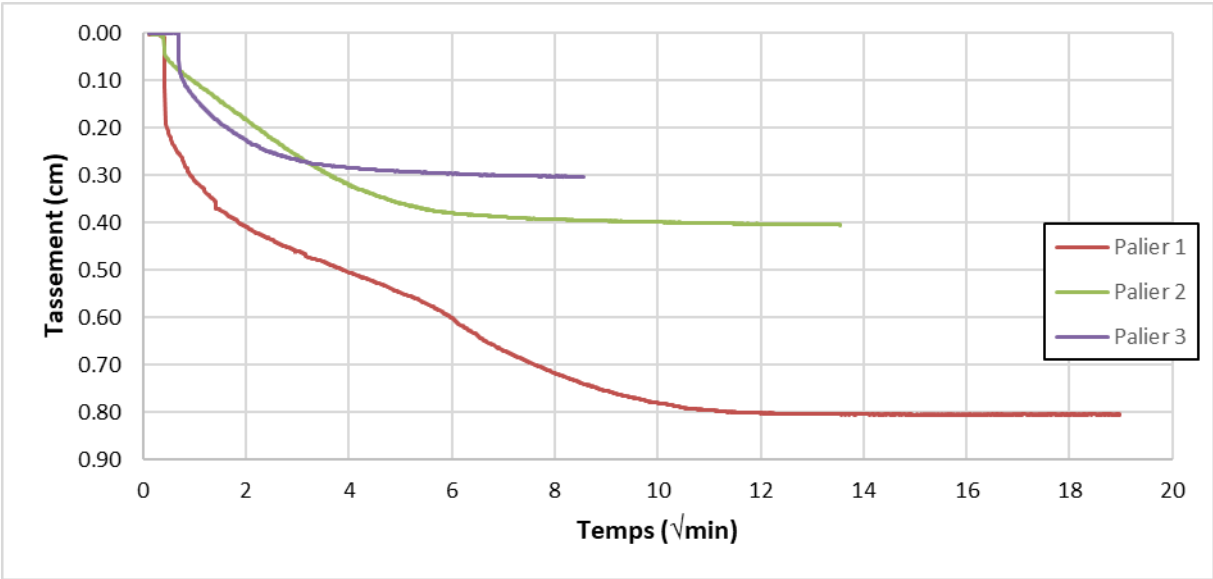


Figure J. 11: Tassement en fonction de la racine du temps dans l'essai de compression C pour les paliers 1 à 3 (Méthode de Taylor).

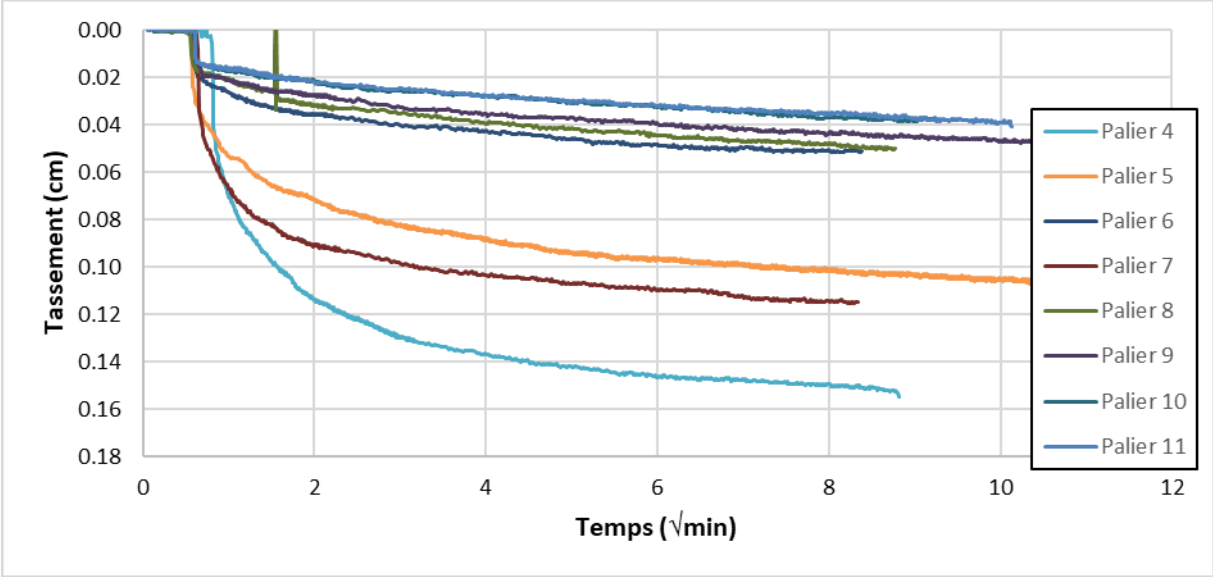


Figure J. 12: Tassement en fonction de la racine du temps dans l'essai de compression C pour les paliers 4 à 11 (Méthode de Taylor).

ANNEXE K – INDICES DES VIDES POUR CHACUN DES PALIERS DE CHARGEMENT DURANT LES ESSAIS DE COMPRESSION

Identification:	Compression A	
	Montage	Démontage
Teneur en eau, w (-)	0,37	0,23
Masse sol humide, M_T (g)	2761,8	2477,3
Masse sol sec, M_d (g)	2016,7	2012,0
Hauteur sol humide, H_T (cm)	19,2	15,5
Degré de saturation, S_R (-)	0,98	0,99

Densité relative, D_r (-)	2,71
Aire colonne, A (cm^2)	78,5
Volume sol sec, V_s (cm^3)	744,18
Hauteur sol sec, H_s (cm)	9,48
Indice de compression, C_c (-)	**0,066**

Palier	**Contrainte appliquée (kPa)**	**W (kPa)**	**u (kPa)**	**σ' (kPa)**	**Tassement ΔH (cm)**	**Hauteur H (cm)**	**Indice des vides e (-)**
0	0,00	1,73	0,94	0,79	0,000	19,2	1,03
1	3,05	1,71	0,92	3,85	0,364	18,84	0,99
2	4,26	1,65	0,85	5,05	1,373	17,46	0,84
3	21,74	1,59	0,80	22,53	1,126	16,34	0,72
4	35,72	1,58	0,79	36,52	0,142	16,19	0,71
5	74,18	1,57	0,78	74,98	0,230	15,96	0,68
6	93,79	1,57	0,78	94,58	0,048	15,92	0,68
7	113,02	1,57	0,78	113,81	0,040	15,88	0,68
8	152,60	1,56	0,77	153,39	0,080	15,80	0,67
9	190,81	1,56	0,77	191,60	0,054	15,74	0,66
10	229,89	1,56	0,77	230,68	0,050	15,69	0,66
11	267,98	1,56	0,76	268,77	0,053	15,64	0,65
12	306,31	1,56	0,76	307,10	0,034	15,61	0,65
13	345,64	1,55	0,76	346,44	0,013	15,59	0,65
14	420,06	1,55	0,76	420,86	0,064	15,53	0,64

Note : Les contraintes sont calculées au centre de l’éprouvette

Identification: Compression B

	Montage	Démontage
Teneur en eau, w (-)	0,33	0,23
Masse sol humide, M_T (g)	2942,9	2569,7
Masse sol sec, M_d (g)	2208,8	2095,1
Hauteur sol humide, H_T (cm)	19,0	16,5
Degré de saturation, S_R (-)	1,05	0,94

Densité relative, D_r (-)	2,71
Aire colonne, A (cm^2)	78,5
Volume sol sec, V_s (cm^3)	794,08
Hauteur sol sec, H_s (cm)	10,11
Indice de compression, C_c (-)	**0,059**

Palier	Contrainte appliquée (kPa)	W (kPa)	u (kPa)	σ' (kPa)	Tassement ΔH (cm)	Hauteur H (cm)	Indice des vides e (-)
0	0,00	1,78	0,93	0,85	0,000	19,0	0,88
1	3,05	1,72	0,87	3,90	1,146	17,89	0,77
2	4,26	1,72	0,87	5,10	0,071	17,82	0,76
3	23,86	1,69	0,84	24,71	0,593	17,22	0,70
4	60,70	1,68	0,83	61,54	0,258	16,97	0,68
5	98,41	1,67	0,82	99,25	0,104	16,86	0,67
6	136,12	1,67	0,82	136,96	0,084	16,78	0,66
7	172,95	1,66	0,82	173,80	0,068	16,71	0,65
8	210,16	1,66	0,82	211,01	0,038	16,67	0,65
9	247,62	1,66	0,81	248,47	0,043	16,63	0,64
10	284,83	1,66	0,81	285,68	0,036	16,59	0,64
11	321,79	1,65	0,81	322,64	0,047	16,54	0,64
12	358,51	1,65	0,81	359,35	0,021	16,52	0,63

Note : Les contraintes sont calculées au centre de l'éprouvette

Identification: Compression C

	Montage	Démontage
Teneur en eau, w (-)	0,36	0,22
Masse sol humide, M_T (g)	2455,8	2171,4
Masse sol sec, M_d (g)	1805,3	1782,1
Hauteur sol humide, H_T (cm)	16,6	13,1
Degré de saturation, S_R (-)	1,02	1,07

Densité relative, D_r (-)	2,71
Aire colonne, A (cm^2)	78,5
Volume sol sec, V_s (cm^3)	661,89
Hauteur sol sec, H_s (cm)	8,43
Indice de compression, C_c (-)	**0,082**

Palier	Contrainte appliquée (kPa)	W (kPa)	u (kPa)	σ' (kPa)	Tassement ΔH (cm)	Hauteur H (cm)	Hauteur d'eau Hw (cm)	Indice des vides e (-)
0	0,00	1,52	0,81	0,70	0,000	16,6	16,6	0,97
0B	0,00	1,45	0,88	0,58	1,300	15,30	16,6	0,82
1	3,09	1,41	0,76	3,74	0,805	14,49	15,0	0,72
2	17,71	1,39	0,78	18,33	0,405	14,09	15,0	0,67
3	51,99	1,38	0,81	52,56	0,304	13,78	15,2	0,64
4	87,08	1,37	0,82	87,63	0,155	13,63	15,2	0,62
5	122,17	1,37	0,83	122,71	0,107	13,52	15,2	0,60
6	157,88	1,36	0,79	158,45	0,052	13,47	14,8	0,60
7	229,18	1,36	0,79	229,74	0,115	13,36	14,8	0,58
8	265,01	1,36	0,82	265,55	0,051	13,31	15,0	0,58
9	301,47	1,35	0,82	302,01	0,048	13,26	15,0	0,57
10	336,81	1,35	0,84	337,32	0,039	13,22	15,2	0,57
11	373,02	1,35	0,84	373,53	0,041	13,18	15,2	0,56

Note : Les contraintes sont calculées au centre de l'éprouvette

ANNEXE L – MODULE DE YOUNG E POUR CHACUN DES PALIERS DE CHARGEMENT DURANT LES ESSAIS DE COMPRESSION

Essai de compression A – Calcul de E à partir de B

Coefficient de poisson, v (-)	0,275
Coeff, poids des terres au repos, K0 (-)	0,38
Hauteur compression (cm)	16,34
e_0 de compression (-)	0,72

Palier	Tassement ΔH (cm)	Tass, cum, tot, Conso, (cm)	ε Conso, (-)	Δε Conso, (-)	σ'_1 (kPa)	σ'_3 (kPa)	Δp' (kPa)	B (kPa)	E (kPa)
0	0,000				0,8	0,3			
1	0,364				3,8	1,5	1,79		
2	1,373				5,1	1,9	0,71		
3	1,126	0,000	0,000	0,000	22,5	8,6	10,26		
4	0,142	0,142	0,009	0,009	36,5	13,9	8,20	942	1270
5	0,230	0,372	0,023	0,014	75,0	28,5	22,56	1605	2164
6	0,048	0,420	0,026	0,003	94,6	35,9	11,50	3902	5260
7	0,040	0,460	0,028	0,002	113,8	43,2	11,28	4614	6218
8	0,080	0,540	0,033	0,005	153,4	58,3	23,22	4748	6400
9	0,054	0,594	0,036	0,003	191,6	72,8	22,42	6804	9170
10	0,050	0,643	0,039	0,003	230,7	87,7	22,93	7549	10175
11	0,053	0,696	0,043	0,003	268,8	102,1	22,34	6917	9322
12	0,034	0,730	0,045	0,002	307,1	116,7	22,49	10854	14629
13	0,013	0,742	0,045	0,001	346,4	131,6	23,08	29883	40277
14	0,064	0,807	0,049	0,004	420,9	159,9	43,66	11105	14967

Essai de compression A – Calcul de E à partir de M

Palier	Tassement ΔH (cm)	Δσ' (kPa)	Δe (-)	a_v (kPa^{-1})	m_v (kPa^{-1})	M (kPa)	E (kPa)
0	0,000						
1	0,364	3,05	0,04	1,26E-02			
2	1,373	1,20	0,14	1,20E-01			
3	1,126	17,48	0,12	6,80E-03			
4	0,142	13,99	0,02	1,07E-03	6,23E-04	1606	1270
5	0,230	38,46	0,02	6,30E-04	3,65E-04	2737	2164
6	0,048	19,60	0,01	2,59E-04	1,50E-04	6652	5260
7	0,040	19,23	0,00	2,19E-04	1,27E-04	7864	6218
8	0,080	39,58	0,01	2,13E-04	1,24E-04	8094	6400
9	0,054	38,21	0,01	1,49E-04	8,62E-05	11597	9170
10	0,050	39,08	0,01	1,34E-04	7,77E-05	12868	10175
11	0,053	38,08	0,01	1,46E-04	8,48E-05	11790	9322
12	0,034	38,33	0,00	9,32E-05	5,41E-05	18501	14629
13	0,013	39,33	0,00	3,38E-05	1,96E-05	50937	40277
14	0,064	74,42	0,01	9,11E-05	5,28E-05	18928	14967

Notes : Les contraintes sont mesurées au centre de l'éprouvette.
Les déformations ne tiennent pas compte de la phase de transition entre la sédimentation et la compression (premiers paliers de l'essai).

Essai de compression B – Calcul de E à partir de B

Coefficient de poisson, v (-) 0,275
Coeff, poids des terres au repos, K0 (-) 0,38
Hauteur compression (cm) 17,89
e_0 de compression (-) 0,77

Palier	Tassement ΔH (cm)	Tass, cum, tot, Conso, (cm)	ε Conso, (-)	Δε Conso, (-)	σ'_1 (kPa)	σ'_3 (kPa)	Δp' (kPa)	B (kPa)	E (kPa)
0	0,000				0,8	0,3			
1	1,146	0,000	0,000	0,000	3,9	1,5	1,79		
2	0,071	0,071	0,004	0,004	5,1	1,9	0,71	179	241
3	0,593	0,664	0,037	0,033	24,7	9,4	11,50	347	468
4	0,258	0,922	0,052	0,014	61,5	23,4	21,61	1496	2016
5	0,104	1,026	0,057	0,006	99,3	37,7	22,12	3791	5110
6	0,084	1,110	0,062	0,005	137,0	52,0	22,12	4717	6358
7	0,068	1,179	0,066	0,004	173,8	66,0	21,61	5657	7625
8	0,038	1,216	0,068	0,002	211,0	80,2	21,83	10318	13908
9	0,043	1,259	0,070	0,002	248,5	94,4	21,98	9188	12384
10	0,036	1,296	0,072	0,002	285,7	108,6	21,83	10705	14429
11	0,047	1,343	0,075	0,003	322,6	122,6	21,68	8236	11101
12	0,021	1,363	0,076	0,001	359,4	136,6	21,54	18698	25201

Essai de compression B – Calcul de E à partir de M

Palier	Tassement ΔH (cm)	Δσ' (kPa)	Δe (-)	a_v (kPa^{-1})	m_v (kPa^{-1})	M (kPa)	E (kPa)
0	0,000						
0B	1,300		0,11	3,71E-02			
1	0,805	1,20	0,01	5,81E-03	3,29E-03	304	241
2	0,405	19,60	0,06	2,99E-03	1,69E-03	592	468
3	0,304	36,84	0,03	6,94E-04	3,92E-04	2550	2016
4	0,155	37,71	0,01	2,74E-04	1,55E-04	6462	5110
5	0,107	37,71	0,01	2,20E-04	1,24E-04	8041	6358
6	0,052	36,84	0,01	1,83E-04	1,04E-04	9643	7625
7	0,115	37,21	0,00	1,01E-04	5,69E-05	17588	13908
8	0,051	37,46	0,00	1,13E-04	6,39E-05	15662	12384
9	0,048	37,21	0,00	9,70E-05	5,48E-05	18247	14429
10	0,039	36,96	0,00	1,26E-04	7,12E-05	14039	11101
11	0,041	36,71	0,00	5,55E-05	3,14E-05	31871	25201

Notes : Les contraintes sont mesurées au centre de l'éprouvette.
Les déformations ne tiennent pas compte de la phase de transition entre la sédimentation et la compression (premiers paliers de l'essai).

Essai de compression C – Calcul de E à partir de B

Coefficient de poisson, v (-) 0,275
Coeff, poids des terres au repos, K0 (-) 0,38
Hauteur compression (cm) 15,30
e_0 de compression (-) 0,82

Palier	Tassement ΔH (cm)	Tass, cum, tot, Conso, (cm)	ε Conso, (-)	Δε Conso, (-)	σ'_1 (kPa)	σ'_3 (kPa)	Δp' (kPa)	B (kPa)	E (kPa)
0	0,000								
0B	1,300	0,000	0,000	0,000	0,6	0,2			
1	0,805	0,805	0,053	0,053	3,7	1,4	1,86	35	48
2	0,405	1,211	0,079	0,026	18,3	7,0	8,56	323	436
3	0,304	1,515	0,099	0,020	52,6	20,0	20,08	1009	1360
4	0,155	1,670	0,109	0,010	87,6	33,3	20,58	2032	2738
5	0,107	1,777	0,116	0,007	122,7	46,6	20,58	2945	3970
6	0,052	1,829	0,120	0,003	158,5	60,2	20,97	6199	8355
7	0,115	1,944	0,127	0,008	229,7	87,3	41,82	5547	7476
8	0,051	1,995	0,130	0,003	265,6	100,9	21,01	6356	8566
9	0,048	2,042	0,133	0,003	302,0	114,8	21,39	6860	9246
10	0,039	2,081	0,136	0,003	337,3	128,2	20,72	8183	11029
11	0,041	2,122	0,139	0,003	373,5	141,9	21,24	8005	10790

Essai de compression C – Calcul de E à partir de M

Palier	Tassement ΔH (cm)	Δσ' (kPa)	Δe Conso, (-)	a_v (kPa^{-1})	m_v (kPa^{-1})	M (kPa)	E (kPa)
0	0,000						
0B	1,300						
1	0,805	3,17	9,56E-02	3,02E-02	1,66E-02	60	48
2	0,405	14,59	4,81E-02	3,30E-03	1,82E-03	551	436
3	0,304	34,23	3,61E-02	1,06E-03	5,81E-04	1720	1360
4	0,155	35,07	1,84E-02	5,24E-04	2,89E-04	3463	2738
5	0,107	35,08	1,27E-02	3,62E-04	1,99E-04	5020	3970
6	0,052	35,75	6,14E-03	1,72E-04	9,46E-05	10566	8355
7	0,115	71,29	1,37E-02	1,92E-04	1,06E-04	9454	7476
8	0,051	35,81	6,00E-03	1,68E-04	9,23E-05	10834	8566
9	0,048	36,46	5,66E-03	1,55E-04	8,55E-05	11693	9246
10	0,039	35,31	4,60E-03	1,30E-04	7,17E-05	13948	11029
11	0,041	36,21	4,82E-03	1,33E-04	7,33E-05	13646	10790

Notes : Les contraintes sont mesurées au centre de l'éprouvette.
Les déformations ne tiennent pas compte de la phase de transition entre la sédimentation et la compression (premiers paliers de l'essai.

ANNEXE M – COEFFICIENT DE COMPRESSION C_v POUR CHACUN DES ESSAIS DE COMPRESSION

ESSAI DE COMPRESSION A

Palier	σ'_v (kPa)	H_{dr}^2 (cm^2)	t_{50} (min)	t_{90} (min)	C_v Casagrande (cm^2/s)	C_v Taylor (cm^2/s)	k_{sat} Casagrande (cm/s)	k_{sat} Taylor (cm/s)
0	0,79	368,6						
1	3,85	354,8						
2	5,05	304,9		96,040		0,045		
3	22,53	266,9						
4	36,52	262,2	2,92	10,240	0,295	0,362	1,80E-05	2,21E-05
5	74,98	254,9	1,38	5,523	0,609	0,652	2,18E-05	2,34E-05
6	94,58	253,3		1,440		2,486		3,67E-05
7	113,81	252,1						
8	153,39	249,5		4,410		0,800		9,69E-06
9	191,60	247,8		4,840		0,724		6,12E-06
10	230,68	246,3		7,023		0,496		3,78E-06
11	268,77	244,6		7,840		0,441		3,67E-06
12	307,10	243,6		4,410		0,781		4,14E-06
13	346,44	243,2						
14	420,86	241,2						

Notes : H_{dr} est la hauteur de drainage; σ'_v est mesurée au milieu de l'échantillon

ESSAI DE COMPRESSION B

Palier	σ'_v (kPa)	H_{dr}^2 (cm^2)	t_{50} (min)	t_{90} (min)	C_v Casagrande (cm^2/s)	C_v Taylor (cm^2/s)	k_{sat} Casagrande (cm/s)	k_{sat} Taylor (cm/s)
0	0,85	362,3						
1	3,90	319,9						
2	5,10	317,4						
3	24,71	296,6	13,000	55,503	0,075	0,076	1,24E-05	1,25E-05
4	61,54	287,8	3,633	17,223	0,260	0,236	1,00E-05	9,08E-06
5	99,25	284,3	2,115	8,703	0,441	0,462	6,70E-06	7,01E-06
6	136,96	281,4	1,750	7,563	0,528	0,526	6,44E-06	6,42E-06
7	173,80	279,1	1,267	6,250	0,724	0,631	7,36E-06	6,42E-06
8	211,01	277,9	1,467	5,063	0,622	0,776	3,47E-06	4,33E-06
9	248,47	276,5	1,133	5,523	0,801	0,708	5,02E-06	4,43E-06
10	285,68	275,2		5,063		0,768		4,13E-06
11	322,64	273,7		6,760		0,572		4,00E-06
12	359,35	273,0						

Notes : H_{dr} est la hauteur de drainage; σ'_v est mesurée au milieu de l'échantillon

ESSAI DE COMPRESSION C

Palier	σ'_v (kPa)	H_{dr}^2 (cm^2)	t_{50} (min)	t_{90} (min)	C_v Casagrande (cm^2/s)	C_v Taylor (cm^2/s)	k_{sat} Casagrande (cm/s)	k_{sat} Taylor (cm/s)
0	0,70	275,6						
0B	0,58	234,1						
1	3,74	210,1						
2	18,33	198,5	5,400	25,000	0,121	0,112	2,15E-05	2,00E-05
3	52,56	190,0	1,600	5,290	0,390	0,508	2,22E-05	2,89E-05
4	87,63	185,8	1,217	1,563	0,501	1,680	1,42E-05	4,76E-05
5	122,71	182,9		1,440		1,795		3,51E-05
6	158,45	181,5		3,423		0,749		6,95E-06
7	229,74	178,4		1,690		1,492		1,55E-05
8	265,55	177,0						
9	302,01	175,8						
10	337,32	174,7						
11	373,53	173,7						

Notes : H_{dr} est la hauteur de drainage; σ'_v est mesurée au milieu de l'échantillon

ANNEXE N – EXEMPLE DE CALCUL DE LA CONTRAINTE DE FRICTION À LA PAROI POUR LES ESSAIS DE COMPRESSION EN COLONNE

Exemple de calcul de $\sigma'_{v\ avec\ friction}$, Essai A, à l'élévation 1, palier 1, δ = 38° et P = 0,7P$_0$:

Selon l'équation 4.3 (Zheng et al. (2017); adapté de Li et Aubertin (2009))

$$\sigma'_{v\ avec\ friction} = \frac{\gamma' d}{4K \tan\delta}\left(1 - \exp\left(\frac{-4K\ tan\ \delta}{d}h\right)\right) + P * \exp\left(\frac{-4K \tan\delta}{d}h\right) \quad (7.1)$$

Pour : δ = 38°; K = K$_0$ = 0,38;

d = 0,1 m; h = 0,1648 m;

P = 0,7P$_0$ = 0,7 x 3,05kPa = 2,135kPa;

γ' = (Gs-1) γ$_w$ / (1+e) = (2,71-1) 9,78 kN/m^3 / (1+0,99) = 8,40 kN/m^3;

$$\sigma'_{v\ avec\ friction} = \frac{8{,}40\text{x}0{,}1}{4\text{x}0{,}38\text{x}\tan 38°}\left(1 - \exp\left(\frac{-4\text{x}0{,}38\text{x}\tan 38°}{0{,}1}0{,}1648\right)\right) + 2{,}135\ \text{x}\exp\left(\frac{-4\text{x}0{,}38\text{x}\tan 38°}{0{,}1}0{,}1648\right) = 0{,}91\ \text{kPa}$$

Tableau N.1 : Valeurs de $\sigma'_{v\ avec\ friction}$ Essai A, à l'élévation 1, δ = 38° et P = 0,7P$_0$

Palier	Charge appliquée P$_0$ (kPa)	h point 1 (cm)	e (-)	γ' (kN/m3)	σ'v avec friction δ=38°, P = 0,7 P$_0$ (kPa)
0	0.00	16.80	1.03	8.25	0.60
1	3.05	16.48	0.99	8.41	0.91
2	4.26	15.28	0.84	9.07	1.13
3	21.74	14.29	0.72	9.70	3.45
4	35.72	14.17	0.71	9.79	5.32
5	74.18	13.97	0.68	9.93	10.56
6	93.79	13.93	0.68	9.96	13.24
7	113.02	13.89	0.68	9.98	15.88
8	152.60	13.82	0.67	10.03	21.37
9	190.81	13.77	0.66	10.07	26.70
10	229.89	13.73	0.66	10.10	32.19
11	267.98	13.69	0.65	10.13	37.62
12	306.31	13.66	0.65	10.15	43.05
13	345.64	13.64	0.65	10.16	48.55
14	420.06	13.59	0.64	10.20	59.25

ANNEXE O – SIMULATION NUMÉRIQUE DE LA COMPRESSION D'UNE ARGILE À PARTIR DE RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Modélisation d'un essai de compression sur une argile

Un modèle numérique a été conçu de manière à reproduire les résultats expérimentaux obtenus suite à un essai de compression mené sur une argile (résultats tirés de Bowles (1978), essai n^{0}13). La modélisation a été effectuée à l'aide du code SIGMA/W 2016. Des analyses similaires (i.e. El Mkadmi (2012); Jaouhar (2012)) ont confirmé l'applicabilité du code SIGMA/W 2007 (une version antérieure du code SIGMA/W 2016) pour simuler le comportement en compression d'une argile (résultats tirés de Bowles (1978), essai n^{0}13).

Résultats de l'essai œdométrique

L'essai nº13 de Bowles (1978) est un essai œdométrique avec chargement par paliers s'échelonnant sur 7 jours. Des contraintes verticales, P [kPa], de 25, 50, 100, 200, 400, 800 puis 1600 kPa ont été appliquées sur l'échantillon à toutes les 24 heures. Deux plaques poreuses permettaient le drainage de l'argile au-dessus et au-dessous de l'échantillon lors de l'application des contraintes. L'éprouvette avait une hauteur initiale, H_0, de 20 mm et un indice des vides initial, e_0, de 0,845. Le tableau O.1 présente les valeurs de hauteurs de l'échantillon, H [mm], de tassements, ΔH [mm], d'indices des vides, e [-], de déformations verticales, ε_v [-], de temps correspondants à une compression de 50%, $t_{50\%}$ [min], obtenues en laboratoire ainsi que les valeurs de coefficient de compressibilité a_v [kPa^{-1}], de coefficient de compression, c_v [m/s^2], et de conductivité hydraulique saturée, k_{sat} [m/s], calculées à partir de ces valeurs. La déformation verticale, ε_v, est définie comme le tassement, ΔH, sur la hauteur initiale, H_0. Le coefficient de compressibilité, a_v, est obtenu via l'équation 2.19. Le coefficient de compression, c_v, est calculé selon la méthode de Casagrande (équation 2.33). La conductivité hydraulique, $k_{sat,\,cv}$, est estimée à l'aide du c_v (équation 2.30).

La pente de la courbe de compression vierge, C_c = 0,22, et la pente de la courbe de sur compression, C_r = 0,078, ont été calculées à l'aide de la courbe de l'indice des vides, e, selon le log de la contrainte effective, σ' (équations 2.20 et 2.21). La contrainte de précompression σ'_p = 110 kPa est obtenue selon la méthode de Casagrande (1936) (i.e. Holtz & Kovacs, 1991).

Tableau O.1: Résultats d'un essai de compression sur une argile bleue (Tiré de Bowles, 1978).

Palier	P (kPa)	ΔH^a (mm)	H^b (mm)	H drain^c (mm)	e^a	ϵ_v	$t_{50\%}$ (min)	a_v * (kPa^{-1})	c_v * (m^2/s)	$k_{sat, cv}$ * (m/s)
0	0		20,00		0,845					
1	25	0,32	19,68	9,92	0,815	0,016	10,0	1,18E-03	3,23E-08	2,03E-10
2	50	0,59	19,41	9,77	0,791	0,030	22,0	9,96E-04	1,43E-08	7,55E-11
3	100	0,98	19,02	9,61	0,755	0,049	33,0	7,20E-04	9,18E-09	3,51E-11
4	200	1,52	18,48	9,38	0,705	0,076	19,0	4,98E-04	1,52E-08	4,02E-11
5	400	2,23	17,77	9,06	0,639	0,112	15,0	3,27E-04	1,80E-08	3,13E-11
6	800	2,96	17,04	8,70	0,572	0,148	14,0	1,68E-04	1,78E-08	1,59E-11
7	1600	3,64	16,36	8,35	0,509	0,182	7,4	7,84E-05	3,09E-08	1,29E-11

[a] Lecture à la fin de chaque palier de chargement
[b] Hauteur de l'échantillon après chaque palier de chargement
[c] Longueur du plus long chemin de drainage (hauteur moyenne de l'échantillon au cours du palier)
* Valeurs calculées à partir des résultats expérimentaux

Modèle numérique

L'éprouvette d'argile bleue a été représentée en condition axisymétrique dans le modèle numérique. Sa hauteur initiale est de 20 mm et son de rayon de 32 mm. Le modèle est composé de 100 éléments rectangulaires de 0,2 mm de hauteur et 32 mm de largeur (Figure O. 1a).

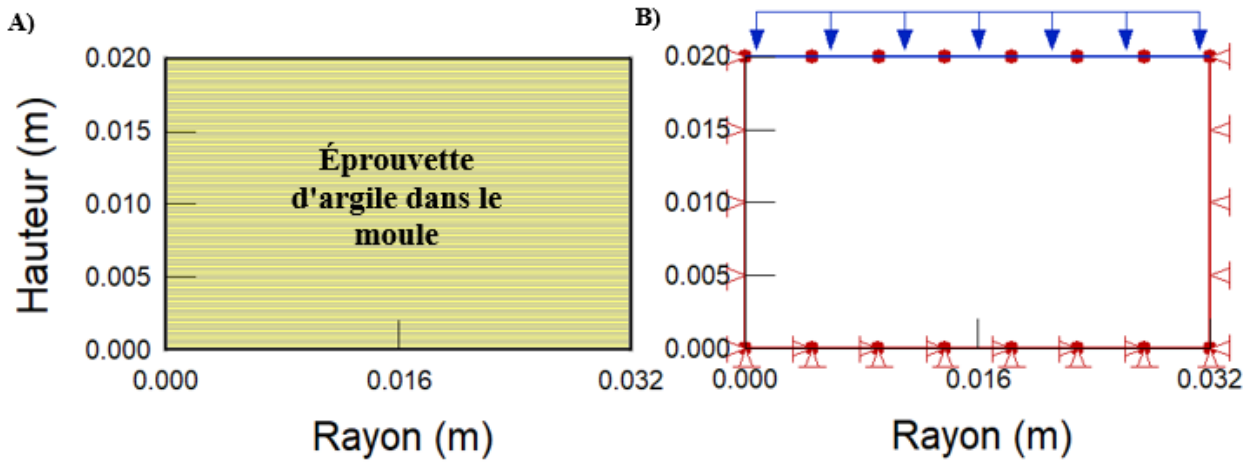


Figure O. 1: A) Maillage du modèle utilisée pour simuler l'essai œdométrique sur une éprouvette d'argile; B) Conditions frontières appliquées sur le modèle construit avec SIGMA/W 2016.

L'axe de symétrie et la paroi extérieure du modèle ont été fixés en *x* (déplacements horizontaux nuls). La base a été fixée en *x* et en *y* (déplacements horizontaux et verticaux nuls). Une pression (interstitielle) nulle a été imposée au sommet et à la base de l'échantillon d'argile pour simuler l'effet drainant des plaques poreuses. Une fonction en escalier a été imposée au sommet de l'échantillon pour simuler le chargement par palier (Figure O. 2). Les conditions frontières appliquées sur le modèle construit avec SIGMA/W 2016 sont présentées à la (Figure O. 1b).

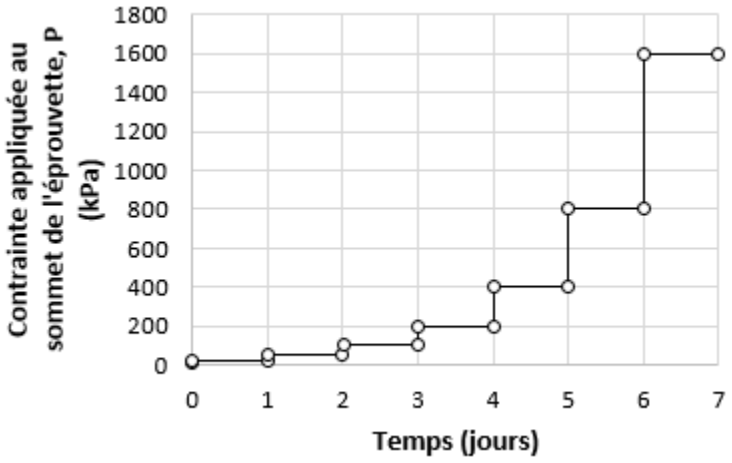


Figure O. 2: Fonction de chargement imposée au sommet de l'éprouvette d'argile.

La loi de comportement appliquée est basée sur le modèle de Cam-Clay modifié (CCM) (Roscoe et Burland, 1968) utilisant la pente de la ligne d'état critique, M [-], le volume spécifique à l'état critique, Γ [-], la pente de la ligne de surcompression isotrope, κ [-], la pente de la ligne de compression isotrope, λ [-], et le rapport de surcompression, $OCR = \sigma'_p/\sigma'_{v0}$ [-] (voir la section 2.4.2.3). La pente M est obtenue à l'aide de l'angle de friction interne ϕ' qui se situe autour de 25^0 pour une argile bleue (Ladd, 1971). Le paramètre Γ dépend de l'indice des vides initial, e_0, qui est de 0,845. Les valeurs des paramètres κ et λ sont directement reliés aux coefficients C_r et C_c selon les équations 2.59 et 2.60. Pour C_r = 0,078 et C_c = 0,22, on a trouvé κ = 0,034 et λ = 0,094. La contrainte initiale σ'_{v0} n'est pas connue, elle a été posée égale à 10 kPa. L'*OCR* serait donc de 11. Les propriétés de ces matériaux ont été résumées dans le tableau O.2. La conductivité hydraulique

saturée au temps initial a été estimée grâce au modèle MK (Chapuis et Aubertin, 2003) en fonction de l'indice des vides. La valeur de k_{sat} initiale est estimée à 3,7E-10 m/s.

Tableau O.2 : Caractéristiques de l'argile bleue utilisées pour la simulation numérique de l'essai de compression de Bowles (1978).

Caractéristique	**Valeur utilisée pour la simulation numérique de l'argile bleue**
Indice des vides initial e_0	0,845
OCR	11
λ	0.094
κ	0,034
Poids volumique saturé λ_{sat} (kN/m^3)	18,5
Angle de friction interne ϕ' (º)	25
Conductivité hydraulique saturée k_{sat} (m/s)	3,7E-10

Résultats de l'analyse numérique

La figure O.3a illustre les changements de l'indice des vides en fonction du log de la contrainte effective obtenus expérimentalement et numériquement. La figure O.3b illustre la déformation de l'échantillon de sol en fonction de la contrainte effective. De manière générale, la variation d'indice des vides et la variation de la déformation verticales observées en laboratoire (par Bowles, 1978) est bien représentée par la simulation numérique. Cette analyse indique que le logiciel SIGMA/W (avec le modèle CCM) permet une bonne reproduction des résultats expérimentaux obtenus lors d'un essai de la compression d'une argile bleue.

L'évolution des pressions interstitielles, u [kPa], dans l'éprouvette d'argile pendant un essai de compression (essai 13, Bowles, 1978) a été simulée à l'aide du logiciel SIGMA/W (2016) (Figure O. 4). La simulation numérique présente une surpression interstitielle, Δu [kPa] au moment de l'application de la surcharge, ΔP [kPa], sur l'éprouvette. La surpression interstitielle simulée est initialement égale à la surcharge imposée (Figure O.4) tel que prévu selon la théorie de la compression de Terzaghi (1925, 1943) (section 2.3.1). Les surpressions interstitielles simulées se dissipent ensuite progressivement jusqu'à l'équilibre (pression hydrostatique) (Figure O.4). Cette analyse indique que le logiciel SIGMA/W permet une simulation des pressions interstitielles suivant le comportement prévu par la théorie de la compression Terzaghi (1925, 1943)) (section 2.3.1).

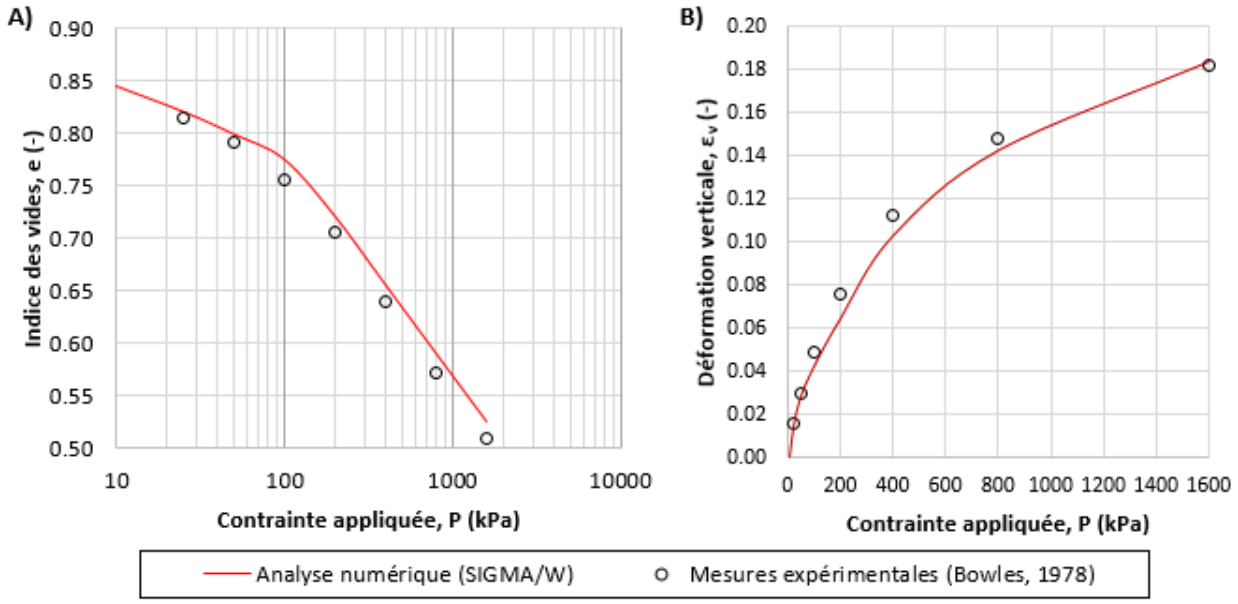


Figure O. 3: (A) Indice des vides en fonction, *e*, en fonction du log de la contrainte appliquée, *P*, et (B) déformation verticale, ε_v, en fonction de la contrainte appliquée, *P* (résultats expérimentaux (essai de Bowles, 1978) et résultats de la simulation numérique (SIGMA/W)).

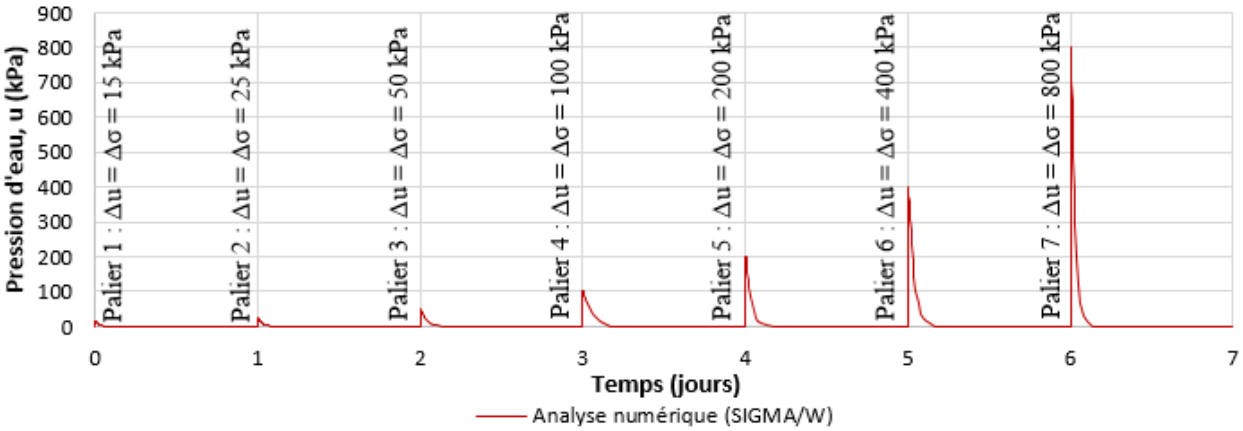


Figure O. 4: Pression d'eau, *u*, en fonction du temps dans l'éprouvette d'argile (essai de Bowles, 1978) simulée à l'aide du logiciel SIGMA/W.

ANNEXE P – TEMPS POUR ATTEINDRE DES DEGRÉS DE CONSOLIDATION DE 50% ET DE 90% À DIFFÉRENTES DISTANCE D'UNE INCLUSION DE ROCHES STÉRILES

IRS-CB

Temps pour $U_{50\%}$, $t_{50\%}$ à la base du modèle (*z* = 326 m) (jours) (IRS-CB)

	Sans inclusion	X=10 m	X=20 m	X=30 m	X=40 m	X=50 m	X=60 m	X=70 m	X=80 m	X=90 m
H=6 m	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,1
H=9 m	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	2,8	1,3
H=12 m	4,3	4,4	4,3	4,3	4,3	4,3	4,3	4,2	3,6	1,2
H=15 m	5,7	5,7	5,6	5,6	5,6	5,6	5,5	5,2	4,2	1,0
H=18 m	7,0	6,9	6,9	6,9	6,9	6,8	6,6	6,1	4,6	0,8
H=21 m	8,3	8,2	8,2	8,2	8,1	8,0	7,6	6,8	4,8	0,6
H=24 m	9,6	9,5	9,5	9,4	9,3	9,1	8,5	7,3	4,9	0,5
H=27 m	10,9	10,7	10,7	10,6	10,4	10,0	9,2	7,7	4,9	0,4
H=30 m	12,2	12,0	11,9	11,8	11,5	10,9	9,8	8,0	4,8	0,4

Temps pour $U_{90\%}$, $t_{90\%}$ à la base du modèle (*z* = 326 m) (jours) (IRS-CB)

	Sans inclusion	X=10 m	X=20 m	X=30 m	X=40 m	X=50 m	X=60 m	X=70 m	X=80 m	X=90 m
H=6 m	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5	5,4	4,0
H=9 m	8,7	8,7	8,7	8,7	8,7	8,7	8,7	8,6	8,0	5,3
H=12 m	11,9	11,9	11,9	11,9	11,9	11,9	11,8	11,4	10,1	6,3
H=15 m	15,1	15,1	15,1	15,1	15,1	15,1	14,8	13,9	11,9	7,1
H=18 m	18,4	18,4	18,4	18,3	18,2	18,0	17,4	16,1	13,5	7,7
H=21 m	21,6	21,6	21,5	21,5	21,2	20,7	19,8	18,0	14,9	8,2
H=24 m	24,8	24,7	24,7	24,5	24,0	23,3	22,0	19,9	16,2	8,6
H=27 m	28,0	27,5	27,4	27,1	26,6	25,4	23,8	21,4	17,2	8,9
H=30 m	31,2	30,8	30,6	30,0	29,3	27,9	25,9	23,0	18,3	9,2

IRS-CCM

Temps pour $U_{50\%}$, $t_{50\%}$ à la base du modèle (*z* = 326 m) (jours) (IRS-CCM)

	Sans inclusion	X=10 m	X=20 m	X=30 m	X=40 m	X=50 m	X=60 m	X=70 m	X=80 m	X=90 m
H=6 m	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,3	2,1
H=9 m	4,4	4,4	4,4	4,4	4,4	4,4	4,4	4,4	4,0	1,7
H=12 m	4,7	4,7	4,7	4,7	4,6	4,6	4,6	4,5	3,9	0,8
H=15 m	4,9	4,9	4,9	4,9	4,9	4,9	4,8	4,6	3,6	0,3
H=18 m	5,2	5,2	5,2	5,1	5,1	5,1	4,9	4,5	3,2	0,2
H=21 m	5,4	5,4	5,4	5,4	5,3	5,2	5,0	4,4	2,8	0,2
H=24 m	5,7	5,6	5,6	5,6	5,5	5,3	5,0	4,2	2,4	0,2
H=27 m	6,0	5,9	5,8	5,8	5,6	5,4	4,9	4,0	1,9	0,1
H=30 m	6,2	6,1	6,0	5,9	5,8	5,5	4,9	3,8	1,6	0,1

Temps pour $U_{90\%}$, $t_{90\%}$ à la base du modèle (z = 326 m) (jours) (IRS-CCM)

	Sans inclusion	X=10 m	X=20 m	X=30 m	X=40 m	X=50 m	X=60 m	X=70 m	X=80 m	X=90 m
H=6 m	7,1	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,0	5,5
H=9 m	9,8	9,8	9,8	9,8	9,8	9,8	9,8	9,6	8,9	6,5
H=12 m	12,0	12,0	12,1	12,1	12,1	12,0	11,9	11,4	10,2	7,0
H=15 m	13,7	13,7	13,7	13,7	13,7	13,6	13,2	12,5	10,9	7,0
H=18 m	14,3	14,3	14,3	14,3	14,2	14,0	13,5	12,6	10,8	6,6
H=21 m	14,8	14,8	14,7	14,6	14,5	14,2	13,6	12,6	10,7	6,2
H=24 m	15,2	15,1	15,1	15,0	14,7	14,3	13,6	12,5	10,5	5,8
H=27 m	15,6	15,3	15,2	15,1	14,8	14,4	13,6	12,3	10,3	5,4
H=30 m	16,0	15,8	15,6	15,4	15,1	14,5	13,7	12,4	10,2	5,1

IRS-1,5m

Temps pour $U_{50\%}$, $t_{50\%}$ à la base du modèle (z = 326 m) (jours) (IRS-1,5m)

	Sans inclusion	X=10 m	X=20 m	X=30 m	X=40 m	X=50 m	X=60 m	X=70 m	X=80 m	X=90 m
H=6 m	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	1,5
H=9 m	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,3	1,6
H=12 m	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8	4,6	4,0	1,4
H=15 m	6,1	6,1	6,1	6,1	6,1	6,0	6,0	5,6	4,5	1,2
H=18 m	7,4	7,4	7,4	7,4	7,3	7,3	7,1	6,5	4,9	0,9
H=21 m	8,7	8,6	8,6	8,6	8,6	8,4	8,0	7,1	5,1	0,8
H=24 m	10,0	9,9	9,9	9,8	9,7	9,5	8,9	7,6	5,1	0,7
H=27 m	11,3	11,1	11,1	11,0	10,8	10,4	9,6	8,0	5,1	0,6
H=30 m	12,5	12,3	12,3	12,1	11,8	11,2	10,2	8,3	5,0	0,5

Temps pour $U_{90\%}$, $t_{90\%}$ à la base du modèle (z = 326 m) (jours) (IRS-1,5m)

	Sans inclusion	X=10 m	X=20 m	X=30 m	X=40 m	X=50 m	X=60 m	X=70 m	X=80 m	X=90 m
H=6 m	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	5,9	4,5
H=9 m	9,2	9,2	9,2	9,2	9,2	9,2	9,2	9,1	8,5	5,8
H=12 m	12,3	12,3	12,3	12,3	12,3	12,3	12,2	11,8	10,5	6,7
H=15 m	15,4	15,4	15,4	15,4	15,4	15,3	15,0	14,2	12,3	7,4
H=18 m	18,6	18,6	18,6	18,5	18,5	18,2	17,6	16,3	13,8	8,0
H=21 m	21,7	21,7	21,7	21,6	21,4	20,9	20,0	18,2	15,1	8,5
H=24 m	24,8	24,8	24,7	24,5	24,1	23,4	22,1	20,0	16,3	8,8
H=27 m	27,9	27,8	27,6	27,3	26,7	25,7	24,1	21,5	17,4	9,1
H=30 m	31,1	30,7	30,5	30,0	29,1	27,9	25,9	23,0	18,4	9,4

Différence entre les temps pour $U_{50\%}$, $t_{50\%}$ avec et sans inclusion (IRS-1,5m)

	X=10 m	X=20 m	X=30 m	X=40 m	X=50 m	X=60 m	X=70 m	X=80 m	X=90 m
H=6 m	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	2%	35%
H=9 m	0%	0%	0%	0%	0%	0%	1%	8%	56%
H=12 m	0%	0%	0%	0%	0%	1%	3%	16%	71%
H=15 m	0%	0%	0%	0%	1%	2%	7%	25%	81%
H=18 m	0%	0%	0%	1%	2%	4%	13%	34%	87%
H=21 m	0%	0%	1%	1%	3%	7%	18%	42%	91%
H=24 m	1%	1%	1%	2%	5%	11%	24%	49%	93%
H=27 m	1%	1%	2%	4%	8%	15%	29%	55%	95%
H=30 m	2%	2%	3%	6%	10%	19%	34%	60%	96%

*Différence = $|t_{90\%\ \text{Sans inclusion}} - t_{90\%}| / t_{90\%\ \text{Sans inclusion}}$

** Sous la ligne rouge, le point de mesure est à une distance de l'inclusion < H

*** Sous la ligne bleue, le point de mesure est à une distance de l'inclusion < 2H

Différence entre les temps pour $U_{90\%}$, $t_{90\%}$ avec et sans inclusion (IRS-1,5m)

	X=10 m	X=20 m	X=30 m	X=40 m	X=50 m	X=60 m	X=70 m	X=80 m	X=90 m
H=6 m	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	2%	25%
H=9 m	0%	0%	0%	0%	0%	0%	1%	8%	37%
H=12 m	0%	0%	0%	0%	0%	1%	4%	15%	46%
H=15 m	0%	0%	0%	0%	1%	3%	8%	21%	52%
H=18 m	0%	0%	0%	1%	2%	5%	12%	26%	57%
H=21 m	0%	0%	1%	2%	4%	8%	16%	30%	61%
H=24 m	0%	0%	1%	3%	6%	11%	20%	34%	64%
H=27 m	1%	1%	2%	4%	8%	14%	23%	38%	67%
H=30 m	1%	2%	4%	6%	10%	17%	26%	41%	70%

*Différence = $|t_{90\%\ \text{Sans inclusion}} - t_{90\%}| / t_{90\%\ \text{Sans inclusion}}$

** Sous la ligne rouge, le point de mesure est à une distance de l'inclusion < H

*** Sous la ligne bleue, le point de mesure est à une distance de l'inclusion < 2H

IRS-1m

Temps pour $U_{50\%}$, $t_{50\%}$ à la base du modèle (z = 326 m) (jours) (IRS-1m)

	Sans inclusion	X=10 m	X=20 m	X=30 m	X=40 m	X=50 m	X=60 m	X=70 m	X=80 m	X=90 m
H=6 m	2,3	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,3	2,3	1,5
H=9 m	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,4	1,6
H=12 m	4,9	4,9	4,9	4,9	4,9	4,9	4,9	4,8	4,1	1,4
H=15 m	6,2	6,2	6,2	6,2	6,2	6,2	6,1	5,8	4,6	1,1
H=18 m	7,5	7,5	7,5	7,5	7,4	7,4	7,2	6,6	5,0	0,9
H=21 m	8,8	8,8	8,8	8,7	8,7	8,5	8,1	7,2	5,1	0,7
H=24 m	10,1	10,0	10,0	9,9	9,8	9,6	9,0	7,7	5,2	0,6
H=27 m	11,4	11,2	11,2	11,1	10,9	10,5	9,7	8,1	5,1	0,6
H=30 m	12,6	12,5	12,4	12,2	11,9	11,3	10,3	8,4	5,0	0,5

Temps pour $U_{90\%}$, $t_{90\%}$ à la base du modèle (z = 326 m) (jours) (IRS-1m)

	Sans inclusion	X=10 m	X=20 m	X=30 m	X=40 m	X=50 m	X=60 m	X=70 m	X=80 m	X=90 m
H=6 m	6,1	6,1	6,1	6,1	6,1	6,1	6,1	6,1	6,0	4,6
H=9 m	9,2	9,3	9,3	9,3	9,3	9,3	9,3	9,2	8,5	5,8
H=12 m	12,4	12,4	12,4	12,4	12,4	12,4	12,3	11,9	10,6	6,8
H=15 m	15,5	15,5	15,5	15,5	15,5	15,4	15,1	14,3	12,3	7,5
H=18 m	18,6	18,6	18,6	18,6	18,5	18,3	17,7	16,4	13,8	8,1
H=21 m	21,8	21,8	21,7	21,7	21,4	21,0	20,0	18,3	15,2	8,5
H=24 m	24,9	24,8	24,8	24,6	24,2	23,4	22,2	20,0	16,4	8,9
H=27 m	28,0	27,9	27,7	27,4	26,8	25,8	24,1	21,6	17,5	9,2
H=30 m	31,1	30,8	30,5	30,0	29,2	27,9	26,0	23,1	18,5	9,4

Différence entre les temps pour $U_{50\%}$, $t_{50\%}$ avec et sans inclusion (IRS-1m)

	X=10 m	X=20 m	X=30 m	X=40 m	X=50 m	X=60 m	X=70 m	X=80 m	X=90 m
H=6 m	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	2%	34%
H=9 m	0%	0%	0%	0%	0%	0%	1%	7%	56%
H=12 m	0%	0%	0%	0%	0%	1%	3%	16%	71%
H=15 m	0%	0%	0%	0%	1%	2%	7%	25%	82%
H=18 m	0%	0%	0%	1%	2%	4%	12%	34%	88%
H=21 m	0%	0%	1%	1%	3%	7%	18%	42%	92%
H=24 m	1%	1%	1%	2%	5%	11%	24%	49%	94%
H=27 m	1%	1%	2%	4%	7%	15%	29%	55%	95%
H=30 m	1%	2%	3%	6%	10%	19%	34%	60%	96%

*Différence = $|t_{90\%\ \text{Sans inclusion}} - t_{90\%}| / t_{90\%\ \text{Sans inclusion}}$

** Sous la ligne rouge, le point de mesure est à une distance de l'inclusion < H

*** Sous la ligne bleue, le point de mesure est à une distance de l'inclusion < 2H

Différence entre les temps pour $U_{90\%}$, $t_{90\%}$ avec et sans inclusion (IRS-1m)

	X=10 m	X=20 m	X=30 m	X=40 m	X=50 m	X=60 m	X=70 m	X=80 m	X=90 m
H=6 m	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	2%	25%
H=9 m	0%	0%	0%	0%	0%	0%	1%	8%	37%
H=12 m	0%	0%	0%	0%	0%	1%	4%	14%	45%
H=15 m	0%	0%	0%	0%	1%	3%	8%	21%	52%
H=18 m	0%	0%	0%	1%	2%	5%	12%	26%	57%
H=21 m	0%	0%	0%	1%	4%	8%	16%	30%	61%
H=24 m	0%	0%	1%	3%	6%	11%	20%	34%	64%
H=27 m	0%	1%	2%	4%	8%	14%	23%	38%	67%
H=30 m	1%	2%	4%	6%	10%	17%	26%	41%	70%

*Différence = $|t_{90\%\ \text{Sans inclusion}} - t_{90\%}| / t_{90\%\ \text{Sans inclusion}}$

** Sous la ligne rouge, le point de mesure est à une distance de l'inclusion < H

*** Sous la ligne bleue, le point de mesure est à une distance de l'inclusion < 2H